

# **CONSTRUÇÃO DE PONTES EM ARCO COM TIRANTES PROVISÓRIOS COM CONTROLO ATIVO**

**JOSÉ ADRIANO AZEVEDO CUNHA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Pedro Álvares Ribeiro do Carmo Pacheco

---

Coorientador: Engenheiro Gilberto Castro Alves

JULHO DE 2014

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2012/2013 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2013.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À minha família,  
de sangue e de amizade...

*"It's all about knowledge. Everything is...*

*Knowing is owning."*

*Charles Augustus Magnussen (Personagem Fictícia)*









## AGRADECIMENTOS

Um obrigado sincero a todos aqueles que contribuíram, direta ou indiretamente, para a realização deste trabalho. A ajuda mútua é, sem dúvida, a chave que abre todas as portas e a melhor ferramenta que um ser vivo pode ter à sua disposição.

Queria começar por agradecer ao meu orientador neste trabalho, o Professor Pedro Pacheco, por todas as doutrinas valiosas que me ofereceu, não só durante a realização deste trabalho mas também enquanto Professor da disciplina de Pontes, por incutir em mim valores de trabalho que me permitiram e permitirão reagir instintivamente e de forma otimizada às diversas situações inerentes à Vida, boas ou más, pensando de forma certa e eficaz (muito em semelhança com o sistema OPS).

Queria também expressar a minha maior gratidão ao meu coorientador, o Engenheiro Gilberto Alves, por toda a dedicação e disponibilidade que pôs ao meu dispor durante a realização deste trabalho, mesmo em alturas de maior sobrecarga sobre o próprio, por expor os conceitos requisitados com uma clareza e simplicidade dignas, por todo o esclarecimento que prestou e, sobretudo, por toda a preocupação que demonstrou em assegurar que o trabalho ficasse bem elaborado.

Um forte agradecimento aos meus pais por providenciarem as condições necessárias para que eu possa estar onde estou, por tudo o que têm feito por mim ao longo dos anos e por todo o apoio que prestam.

Por fim, um obrigado especial aos meus amigos e companheiros de trabalho: à Cat por ter a capacidade única de me acalmar e “desacalmar” quando as circunstâncias assim o exigem, ao Norberto pela pacificidade que emana e transmite, ao Cedric por me contagiar com a vontade de querer saber mais e de enfrentar o desafio, ao Paulinho pelos “brainstormings” e por toda a animação que traz com ele e, por fim, ao João Reis por todos os “scripts” que partilhámos e por todos os conselhos de gestão emocional que me prestou.



## RESUMO

Este trabalho incide no estudo da aplicação de sistemas de controlo ativo na fase construtiva de obras de pontes em arco com tirantes provisórios. Os referidos sistemas de controlo ativo têm diversas aplicações fortemente difundidas, tanto no controlo dinâmico de estruturas, como no controlo estático (ou *quasi*-estático) de estruturas.

É apresentado um capítulo inicial com o “estado de arte” que sintetiza informação geral sobre as diferentes tipologias de pontes em arco e diferentes processos construtivos que podem ser utilizados para a materialização destas estruturas. Ainda nesse capítulo, são expostos os sistemas de atirantamento provisório existentes para a realização do processo construtivo deste tipo de pontes e a influência que estes revelam no controlo geométrico da obra e no controlo de esforços dos elementos da estrutura na fase construtiva.

Posteriormente, é apresentado um capítulo que organiza os conceitos e tecnologias associadas aos sistemas de controlo ativo, sendo feita uma breve abordagem ao conceito geral de sistema de controlo ativo e também uma breve referência aos outros tipos de sistemas de controlo existentes.

Na fase final deste trabalho, apresenta-se o estudo de um caso concreto, com base numa estrutura real (Chenab Bridge, ponte em arco, correntemente em construção na Índia). Nessa parte analisa-se a influência do conceito “associar controlo estrutural a um processo construtivo” e exploram-se as potencialidades da aplicação de tirantes ativos à aplicação em causa.

Por fim, no capítulo de Conclusões é apresentada uma reflexão sobre as potencialidades e os desafios técnicos da aplicação desse conceito no caso de estudo apresentado.

**PALAVRAS-CHAVE:** Pontes em arco, Tirantes Provisórios, Controlo Ativo, Estratégia de Controlo, Pré-Esforço Orgânico.



## **ABSTRACT**

This work focuses on the study of the application of active control systems in the construction phase of arch bridges with temporary stays. Such active control systems have several heavily widespread applications in both the dynamic control and the static control (or quasi-static) of structures.

An initial chapter with the "state of art" is presented which summarizes general information about different types of arch bridges and different construction processes that can be used for the materialization of these structures is presented. Also in this chapter, a fundamental approach is made on the existing provisional ties systems used for the construction process of this type of bridges and the influence that these systems have on the geometric control of structural elements and on the limitation of the stresses that they are subjected to.

Subsequently, it is presented a chapter that organizes the concepts and technologies associated with active control systems and in which a brief approach to the general concept of active control systems is made as well as a brief reference to other types of existing control systems.

On the last part of this work, a study is conducted based on the drawings of a real structure (Chenab Bridge, Arch Bridge, currently under construction in India), to show the influence that this concept ("associate structural control to a constructive process") has on the optimization of this process and the advantages that can be gained from its application.

Finally, the Conclusions chapter presents a final consideration on the potential shown by this concept on the study conducted and also on the technical challenges arising from its application.

**KEYWORDS:** Arched Bridges, Provisional Ties, Active Control, Control Strategy, Organic Pre-Stress.





## ÍNDICE GERAL

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
 <b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. CONTEXTO E OBJETIVOS DO TRABALHO .....	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DO TEXTO .....	2
 <b>2. CONSTRUÇÃO DE PONTES EM ARCO COM RECURSO A TIRANTES PROVISÓRIOS – “ESTADO DE ARTE”</b> .....	3
2.1. GENERALIDADES .....	3
2.1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA .....	3
2.1.2. PRINCÍPIOS BÁSICOS .....	4
2.2. TIPOLOGIAS ESTRUTURAIS ASSOCIADAS ÀS PONTES EM ARCO .....	5
2.2.1. PONTES EM ARCO COM TABULEIRO SUPERIOR .....	8
2.2.2. PONTES EM ARCO COM TABULEIRO INTERMÉDIO OU INFERIOR .....	14
2.2.3. ESPACIALIDADE DO ARCO .....	18
2.3. MÉTODOS CONSTRUTIVOS ASSOCIADOS ÀS PONTES EM ARCO .....	21
2.3.1. CIMBRE AO SOLO .....	21
2.3.2. AVANÇOS SUCESSIVOS .....	27
2.3.3. BASCULAÇÃO VERTICAL .....	30
2.3.4. MONTAGEM DE ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS .....	33
2.4. SISTEMAS DE TIRANTES PROVISÓRIOS COM APLICAÇÃO NAS PONTES EM ARCO .....	36
2.4.1. NOÇÕES BÁSICAS E PRINCIPAIS CONSTITUINTES .....	36
2.4.2. SISTEMA DE ATIRANTAMENTO CLÁSSICO .....	37
2.4.3. SISTEMA DE TRIANGULAÇÃO .....	39
2.5. CONTROLO ESTRUTURAL NAS PONTES EM ARCO A PARTIR DA APLICAÇÃO DE TIRANTES PROVISÓRIOS (FASE CONSTRUTIVA) .....	41
2.5.1. CONTROLO DE GEOMETRIA E DE ESFORÇOS INSTALADOS NA ESTRUTURA .....	41
2.5.2. MATRIZ DE INFLUÊNCIA DOS TIRANTES PROVISÓRIOS .....	42
2.5.3. FORÇAS CORRETIVAS APLICADAS NOS TIRANTES PROVISÓRIOS .....	45

2.5.4. INDICAÇÕES ESPECÍFICAS PARA ARCOS EM BETÃO ARMADO .....	51
2.5.5. INDICAÇÕES ESPECÍFICAS PARA ARCOS EM ESTRUTURA METÁLICA .....	52

### **3. SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO NA ENGENHARIA DE ESTRUTURAS .....**

<b>3.1. GENERALIDADES.....</b>	<b>53</b>
3.1.1. UTILIZAÇÃO DE SISTEMAS DE CONTROLO NA ENGENHARIA DE ESTRUTURAS .....	53
3.1.2. SISTEMAS DE CONTROLO PASSIVO – BREVE REFERÊNCIA .....	54
3.1.3. SISTEMAS DE CONTROLO SEMI-ATIVO – BREVE REFERÊNCIA .....	55
3.1.4. SISTEMAS EFETORES – BREVE REFERÊNCIA .....	56
3.1.5. ELEMENTOS CONSTITUINTES DE UM SISTEMA DE CONTROLO .....	58
3.1.6. CONTROLO AUTOMÁTICO.....	61
<b>3.2. SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO .....</b>	<b>62</b>
3.2.1. CONCEITOS E PRINCÍPIOS BÁSICOS .....	62
3.2.2. CONTROLO ANALÓGICO VS CONTROLO DIGITAL.....	64
<b>3.3. ESTRATÉGIAS DE CONTROLO NOS SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO .....</b>	<b>65</b>
3.3.1. INTRODUÇÃO AO CONCEITO DE ESTRATÉGIA DE CONTROLO.....	65
3.3.2. ESTRATÉGIA DE CONTROLO ÓTIMO.....	66
3.3.3. ESTRATÉGIA DE CONTROLO POR ALOCAÇÃO DE POLOS .....	66
3.3.4. ESTRATÉGIA DE CONTROLO POR REALIMENTAÇÃO NEGATIVA .....	67
3.3.5. ESTRATÉGIA DE CONTROLO PREDITIVO.....	67
<b>3.4. EXEMPLOS DE SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO .....</b>	<b>68</b>
3.4.1. DEFLETORES AERODINÂMICOS DE GEOMETRIA VARIÁVEL .....	68
3.4.2. AMORTECEDORES DE MASSAS ATIVAS “ATMD” .....	69
3.4.3. SISTEMAS DE RIGIDEZ VÁRIAVEL “AVS” .....	72
3.4.5. SISTEMAS DE ISOLAMENTO ATIVO DA BASE .....	74
3.4.6. SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO ATIVO “ABS” .....	76
3.4.7. SISTEMAS DE CABOS ATIVOS “ATS” .....	77
<b>3.5. SISTEMAS E DISPOSITIVOS DE MEDIÇÃO .....</b>	<b>78</b>
<b>3.6. SISTEMA OPS (“ORGANIC PRESTRESSING SYSTEM”).....</b>	<b>89</b>
3.6.1. DESCRIÇÃO GERAL .....	89
3.6.2. ELEMENTOS CONSTITUINTES .....	90
3.6.3. METODOLOGIA E FORMULAÇÃO .....	92

3.6.4. FENÓMENOS INDESEJÁVEIS NO CONTROLO ESTÁTICO .....	95
--	----

## **4. ESTUDO DE APLICAÇÃO DE SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO NA CONSTRUÇÃO DE PONTES EM ARCO COM TIRANTES PROVISÓRIOS COM BASE NUM CASO REAL ...101**

4.1. NOTA INTRODUTÓRIA .....	101
4.2. DESCRIÇÃO DO CASO EM ESTUDO – CHENAB BRIDGE .....	102
4.3. CARATERIZAÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO GLOBAL .....	104
4.4. FASES CONSTRUTIVAS EM ANÁLISE E ESQUEMATIZAÇÃO DOS ELEMENTOS ATIVOS PROPOSTOS.....	111
4.5. DEFINIÇÃO DAS ESTRATÉGIAS DE CONTROLO E AVALIAÇÃO DE SEGURANÇA .....	114
4.5.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS CABOS ATIVOS .....	114
4.5.2. ESTRATÉGIA DE CONTROLO DOS DESLOCAMENTOS DOS NÓS ATIVOS .....	115
4.5.3. ESTRATÉGIA DE CONTROLO DE ESFORÇOS DIRECIONADA PARA CONTROLAR A DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS EM CERTOS ELEMENTOS DA ESTRUTURA .....	124
4.5.4. ESTRATÉGIA DE CONTROLO DE ESFORÇOS DIRECIONADA PARA A LIMITAÇÃO DOS ESFORÇOS INSTALADOS NUM ELEMENTO ESPECÍFICO DA ESTRUTURA.....	132
4.5.5. ESTRATÉGIA DE CONTROLO DE ESFORÇOS DIRECIONADA PARA A LIMITAÇÃO DA REAÇÃO HORIZONTAL GERADA NO ENCONTRO .....	137
4.5.6. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS NAS CORDAS DO ARCO COM E SEM APLICAÇÃO DO SISTEMA OPS .....	149

## **5. CONCLUSÕES .....155**

BIBLIOGRAFIA.....	159
-------------------	-----

### **ANEXOS**

A1 .....	I
A2 .....	IX
A3 .....	XVII



## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig.2.1 – Ponte Fabricio, segundo algumas fontes a mais antiga ponte romana (62 A.C.) ainda em serviço, Roma.....	4
Fig. 2.2 - Ponte da Arrábida, Porto, Portugal (Edgar Cardoso). Exemplo de um arco em betão armado bi-encastrado nos arranques.....	5
Fig. 2.3 – Viaduto 1 na Autoestrada Caracas - La Guaira, Venezuela. Demolido a 19 de Março de 2006 devido a complicações progressivas no terreno de fundação causadas pelo Sismo de 1967 de Caracas, esta obra de engenharia foi uma das mais emblemáticas de Eugène Freyssinet. Exemplo de um arco em betão armado bi-articulado nos encontros.....	6
Fig. 2.4 – Ponte de D. Maria Pia, Porto, Portugal. Exemplo de um arco em estrutura metálica treliçada bi-articulado nos encontros (Théophile Seyrig, Gustave Eiffel - 1887).....	7
Fig. 2.5 – Ponte Salginatobel, Schiers, Graubunden, Suíça. Exemplo de um arco tri-articulado, com um vão de 90 metros (Robert Maillart). (Imagem da autoria de Nicolas Janberg, cedida por <a href="http://structurae.net">http://structurae.net</a> ). ....	8
Fig. 2.6 – Esquema de pontes em arco com tabuleiro superior com diferentes relações f/L .....	9
Fig. 2.7 – Esquema dos tipos de ligações entre tabuleiro e arco .....	11
Fig. 2.8 – Michigan Central Railway Bridge, Michigan, E.U.A. (1925).....	12
Fig. 2.9 – New River Gorge Bridge, perto de Fayetteville, West Virginia, E.U.A (1977) Henry Hudson Bridge, Nova Iorque, E.U.A. ....	13
Fig. 2.10 – Henry Hudson Bridge, Nova Iorque, E.U.A. ....	14
Fig. 2.11 – À esquerda, várias disposições de contraventamento transversal; à direita, pormenor de uma junta de dilatação com (em baixo) e sem (em cima) uma barra de contraventamento transversal. ....	16
Fig. 2.12 – Fairfield Bridge, Waikato River em Fairfield, Hamilton, Nova Zelândia (1937). Ponte de betão armado em arco com tabuleiro inferior (“bowstring”). ....	17
Fig. 2.13 – Fremont Bridge, Portland, E.U.A (1973). Exemplo de uma ponte em arco metálico com tabuleiro intermédio com dois semi-arcos laterais. Arco delgado de secção em caixão e tabuleiro rígido (L=382 m) .....	17
Fig. 2.14 – Ponte Ferroviária sobre o Rio Sado, Portugal. Exemplo de uma ponte com arco centrado.....	18
Fig. 2.15 – Third Millennium Bridge, Zaragoza, Espanha. Exemplo de um arco centrado com tirantes ligados às extremidades do tabuleiro.....	19
Fig. 2.16 – Robert I Schroder Overcrossing Bridge, Contra Costa County, California, E.U.A. ....	20
Fig. 2.17 – Ponte de La Vicaria, Albacete, Espanha. Exemplo de uma ponte com dois arcos inclinados para o interior do tabuleiro .....	21
Fig. 2.18 – Cimbra de madeira da Ponte Salginatobel. À esquerda, antes da betonagem do arco e do troço do tabuleiro correspondente. À direita após a betonagem do arco e do tabuleiro .....	22

Fig. 2.19 – Cimbres ao solo da Ponte Glemstal, na Alemanha .....	23
Fig. 2.20 – Cimbres ao solo de uma ponte pedonal sobre o rio Reno.....	23
Fig. 2.21 – Cimbres ao solo do Viaduto Fausto Bisantis, anteriormente conhecido como Ponte de Fiumarella, da autoria de Riccardo Morandi, vão de 231 metros, situa-se na comuna de Catanzaro em Itália e foi inaugurada em 1962. ....	24
Fig. 2.22 – Cimbres de madeira da Ponte da Foz do Rio Sousa. Em cima, visão geral; em baixo à esquerda, pormenor das cambotas transversais; à direita, pormenor do cimbres num dos arranques do arco .....	25
Fig. 2.23 – Esquema do processo construtivo do cimbres da Ponte da Arrábida. ....	26
Fig. 2.24 – Construção do tabuleiro, posteriormente à construção do arco por avanços sucessivos, com recurso a cimbres auto-lançáveis.....	28
Fig. 2.25 – Construção do tabuleiro, posteriormente à construção do arco por avanços sucessivos, através do método dos deslocamentos sucessivos, utilizando pesos no lado oposto ao do avanço do tabuleiro .....	29
Fig. 2.26 – Construção do arco por avanços sucessivos recorrendo a um sistema de atirantamento com torres provisórias instaladas sobre pilares provisórios intermédios. ....	29
Fig. 2.27 – Construção da Hokawatsu Bridge, no Japão (1978). Arco construído simetricamente em avanços sucessivos e tabuleiro construído a partir de um cimbres auto-lançável. Exemplo de um sistema de triangulação provisório.....	30
Fig. 2.28 – Em cima, esquema da operação de basculação; em baixo à esquerda, pormenor da união dos semi-arcos; em baixo à direita, pormenor da articulação na base dos semi-arcos [1]. ....	31
Fig. 2.29 – Esquema do sistema de atirantamento no processo de basculação do Viaduto O Eixo, em Espanha.....	32
Fig. 2.30 – Exemplos de guias-derrick.....	33
Fig. 2.31 – Esquema da construção do arco metálico da Rainbow Arch Bridge. ....	34
Fig. 2.32 – Esquema da construção do arco da Chenab Bridge a partir de guias de cabos suspensos.....	34
Fig. 2.33 – Esquema da construção do arco metálico da Bayonne Bridge .....	35
Fig. 2.34 – À esquerda, macaco hidráulico de tensionamento numa extremidade ativa; à direita, exemplo de uma estrutura de transferência numa extremidade passiva.....	36
Fig. 2.35 – Célula de carga instalada na extremidade passiva de um tirante provisório.....	37
Fig. 2.36 – Sistema de atirantamento clássico na construção da Mike O'Callaghan–Pat Tillman Memorial Bridge, Arizona, EUA. ....	38
Fig. 2.37 – Sistema de triangulação na construção da Ponte Infante D. Henrique, Porto, Portugal ....	39
Fig. 2.38 – Esquema do sistema de atirantamento provisório na construção do Viaduto sobre o Rio Ulla, em Espanha.....	40
Fig. 2.39 – Estrutura do exemplo. ....	42
Fig. 2.40 – Estrutura do exemplo com carga aplicada. ....	48

Fig. 2.41 – Deslocamentos da estrutura para a combinação de ações Peso Próprio + Carga Distribuída (Imagem obtida a partir do software Robot Structural Analysis).....	48
Fig. 2.42 – Deslocamentos finais da estrutura para a combinação de ações Peso Próprio + Carga Distribuída + Atuação de Controlo (Imagem obtida a partir do software Robot Structural Analysis) .....	50
Fig. 3.1 – Esquema de funcionamento de um sistema de controlo passivo em estruturas.....	55
Fig. 3.2 – Esquema de funcionamento de um sistema de controlo semi-ativo em estruturas. ....	56
Fig. 3.3 – Esquema de funcionamento de um sistema efetor numa estrutura .....	57
Fig. 3.4 – Processo de dimensionamento de uma estrutura com sistema de controlo ativo: a) baseado no controlo de vibrações; b) baseado no controlo de geometria.....	57
Fig. 3.5 – Processo de dimensionamento de uma estrutura orgânica (com um sistema efetor) .....	58
Fig. 3.6 – Representação das variáveis de estado. ....	61
Fig. 3.7 – Esquema de funcionamento de um sistema de controlo ativo operando em circuito aberto. ....	61
Fig. 3.8 – Esquema de funcionamento de um sistema de controlo ativo operando em circuito fechado.....	62
Fig. 3.9 – Esquema de funcionamento de um sistema de controlo ativo em estruturas. ....	63
Fig. 3.10 – Esquema de um sistema de controlo analógico. ....	64
Fig. 3.11 – Esquema de um sistema de controlo digital. ....	65
Fig. 3.12 – Esquema de evolução de uma estratégia de controlo preditivo. ....	68
Fig. 3.13 – Sistema de controlo ativo eólico com defletores aerodinâmicos.....	69
Fig. 3.14 – Exemplo de um circuito de controlo de um sistema ATMD. ....	70
Fig. 3.15 – Modelo esquemático de um ATMD constituído apenas por uma massa. ....	70
Fig. 3.16 – Modelo esquemático de um ATMD com a adição de uma massa auxiliar .....	71
Fig. 3.17 – Sistema de rigidez variável: a) Vista em perspetiva; b) Vista transversal esquemática; c) Modos de rigidez .....	72
Fig. 3.18 – Exemplo de um circuito de controlo de um sistema AVS. ....	73
Fig. 3.19 – Exemplo de um VSD – “Variable Stiffness Device”. ....	74
Fig. 3.20 – Circuito de Controlo de um Sistema de Isolamento de Base Ativo (crédito da imagem: OBAYASHI CORPORATION).....	75
Fig. 3.21 – Circuito de controlo de um sistema de contraventamento ativo ABS.....	76
Fig. 3.22 – Pormenor de um nó com elementos ativos de contraventamento e respetivos atuadores.....	77
Fig. 3.23 – Sistema ATS aplicado em múltiplos graus de liberdade.....	77
Fig. 3.24 – Disposições diferentes para um sistema de cabos ativos aplicado num vão de uma ponte sujeita a vibrações induzidas por cargas de tráfego.....	78
Fig. 3.25 – Esquema demonstrativo da aplicação de um transdutor para a conversão de sinais sonoros em ondas eletromagnéticas, num sistema de comunicação .....	79

Fig. 3.26 – Extensómetro de resistência elétrica. ....	80
Fig. 3.27 – Extensómetro de corda vibrante. ....	81
Fig. 3.28 – Esquema da modulação local do índice de refração do núcleo da fibra ótica que constitui a rede de Bragg .....	81
Fig. 3.29 – Esquema do deslocamento espectral de uma rede de Bragg submetida a um esforço de tração e compressão .....	82
Fig. 3.30 – Célula de carga .....	82
Fig. 3.31 – Célula de Carga Hidráulica.....	84
Fig. 3.32 – LVDT. A- bobina primária; B- bobinas secundárias. ....	84
Fig. 3.33 – LVDT.....	85
Fig. 3.34 – Acelerómetro piezoelétrico: modelo esquemático e modelo real.....	86
Fig. 3.35 – Termopar: modelo esquemático e modelo real.....	87
Fig. 3.36 – Termorresistência: modelo esquemático e modelo real .....	88
Fig. 3.37 – Exemplos de bio-estruturas e respetivos elementos análogos na Engenharia de Estruturas .....	89
Fig. 3.38 – Esquema de uma viga simplesmente apoiada dotada de um sistema de pré-esforço orgânico interior .....	90
Fig. 3.39 – Ancoragem orgânica .....	91
Fig. 3.40 – Circuito de controlo do sistema OPS .....	91
Fig. 3.41 – Evolução tensional na secção de controlo de um sistema orgânico em instabilidade pura	96
Fig. 3.42 – Evolução tensional numa base de controlo de um sistema orgânico em instabilidade interativa .....	96
Fig. 3.43 – Evolução tensional numa secção de controlo comum a dois sistemas orgânicos em instabilidade transitória .....	97
Fig. 3.44 – Evolução de estados de atividade de três sistemas orgânicos em hiperatividade .....	98
Fig. 4.1 – Perspetiva lateral e alçado da Chenab Bridge .....	102
Fig. 4.2 – Ereção do arco através de guias-derrick .....	103
Fig. 4.3 – Ereção do vão de fecho do arco através da gura de cabos-suspensos .....	104
Fig. 4.4 – Alinhamentos principais da Ponte Chenab. ....	105
Fig. 4.5 – Secção transversal do tabuleiro e respetivas dimensões .....	105
Fig. 4.6 – Perspetiva da torre-tipo .....	106
Fig. 4.7 – Secção transversal tipo do arco .....	108
Fig. 4.8 – Modelação global da Chenab Bridge .....	108
Fig. 4.9 – Perspetiva do montante-tipo.....	110
Fig. 4.10 – Fases construtivas de análise .....	112



Fig. 4.11 – Disposição esquemática do sistema de atirantamento ativo proposto (fase final) .....	113
Fig. 4.12 – Graus de liberdade a controlar.....	116
Fig. 4.13 – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 1 (valor positivo corresponde a esforço de tração) .....	119
Fig. 4.14 – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 2 .....	120
Fig. 4.15 – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 3 .....	122
Fig. 4.16 – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 4 .....	124
Fig. 4.17 – Secções de controlo (a vermelho) escolhidas para a implementação da estratégia de controlo .....	125
Fig. 4.18 – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 1 .....	127
Fig. 4.19 – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 2 .....	128
Fig. 4.20 – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 3 .....	130
Fig. 4.21 – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 4 .....	131
Fig. 4.22 – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 1 .....	133
Fig. 4.23 – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 2 .....	135
Fig. 4.24 – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 3 .....	136
Fig. 4.25 – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 4 .....	137
Fig. 4.26 – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 1 .....	141
Fig. 4.27 – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 2 .....	144
Fig. 4.28 – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 3 .....	146
Fig. 4.29 – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 4 .....	148
Fig. 4.30 – Fase construtiva considerada, segmento da corda do arco sujeito à verificação de segurança (a vermelho) e geometria da respetiva secção transversal .....	150



## ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 1 – Pontes em arco de referência e os valores das suas respectivas flechas e vãos, assim como os valores das relações entre esses dois parâmetros; L – vão do arco; f - flecha do arco. ....	9
Tabela 2 - Relação funcional entre atuadores e ações a controlar .....	60
Tabela 3 - Comparação entre o controlo dinâmico e o controlo estático .....	93
Tabela 4 - Características das torres no modelo de cálculo global (medições em relação ao eixo dos elementos).....	107
Tabela 5 - Secções transversais consideradas para os elementos do arco (dimensões em metros). ....	109
Tabela 6 - Características dos montantes no modelo de cálculo global (medições em relação ao eixo dos elementos).....	110
Tabela 7 - Pré-dimensionamento dos cabos ativos .....	115
Tabela 8 - Redimensionamento dos cabos ativos .....	116
Tabela 9 - Redimensionamento dos cabos ativos .....	125
Tabela 10 - Redimensionamento dos cabos ativos .....	132
Tabela 11 - Redimensionamento dos cabos ativos .....	139
Tabela 12 - Comparação das Reações Horizontais no encontro da ponte na Fase 1, com e sem compensação por parte do sistema OPS (PP- Peso Próprio). ....	141
Tabela 13 - Comparação dos deslocamentos verticais dos nós ativos na Fase 1, com e sem compensação por parte do sistema OPS (PP- Peso Próprio) .....	142
Tabela 14 - Comparação das Reações Horizontais no encontro da ponte na Fase 2, com e sem compensação por parte do sistema OPS. ....	144
Tabela 15 - Comparação dos deslocamentos verticais dos nós ativos na Fase 2, com e sem compensação por parte do sistema OPS .....	144
Tabela 16 - Comparação das Reações Horizontais no encontro da ponte na Fase 3, com e sem compensação por parte do sistema OPS .....	146
Tabela 17 - Comparação dos deslocamentos verticais dos nós ativos na Fase 3, com e sem compensação por parte do sistema OPS .....	146
Tabela 18 - Comparação das Reações Horizontais no encontro da ponte na Fase 4, com e sem compensação por parte do sistema OPS .....	148
Tabela 19 - Comparação dos deslocamentos verticais dos nós ativos na Fase 4, com e sem compensação por parte do sistema OPS .....	149
Tabela 20 - Propriedades gerais da secção transversal das cordas do arco .....	150
Tabela 21 - Valores dos esforços no elemento em estudo para os Cenários 1 e 2.....	151
Tabela 22 - Valores dos esforços no elemento em estudo para os Cenários 2 e 3.....	152







# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1 CONTEXTO E OBJETIVOS DO TRABALHO

A necessidade crescente de se otimizar, de forma cada vez mais eficiente, o comportamento de estruturas suscetíveis a solicitações que apresentem um grau de imprevisibilidade elevado, levou a um progresso sem precedentes na área do controlo estrutural. Consequentemente, a evolução desta tecnologia abriu as portas à construção de estruturas cada vez mais arrojadas, do ponto de vista estrutural, e, por ventura, mais exigentes.

É importante notar que a ideia de introduzir Sistemas de Controlo num determinado mecanismo funcional, de forma a otimizar o seu funcionamento, não é exclusiva da Engenharia Civil. Aliás, o conceito da Teoria do Controlo foi inicialmente explorado em áreas científicas como a Engenharia Mecânica e está espelhado, de igual forma, tanto em elementos mundanos do dia-a-dia, como por exemplo, simples máquinas de lavar roupa, como em elementos de alta tecnologia, tais como aviões supersónicos. Como é natural, o interesse em extrapolar as propriedades desta tecnologia para a área da Engenharia Civil foi surgindo em grande escala, na medida em que se pretendia aproveitar e explorar as qualidades e vantagens associadas à utilização de Sistemas de Controlo, direcionando-as para o mundo da Construção Civil. Esta iniciativa permitiu a obtenção de uma enorme variedade de potenciais melhorias nos sistemas típicos desta área científica (edifícios, pontes, etc.).

No entanto, na Engenharia Civil, mais propriamente na Engenharia de Estruturas, os sistemas de controlo idealizados e criados até ao momento foram sempre desenvolvidos com o intuito de controlar a resposta das estruturas face a ações dinâmicas, como o vento e os sismos, negligenciando a importância que estes sistemas podem ter no controlo estático das estruturas. Com o termo “controlo estático” pretende-se referir ao controlo das estruturas em cenários estáticos (ou pseudo-estáticos).

Ora, a criação do conceito de Pré-Esforço Orgânico (OPS) permitiu, de certa forma, introduzir esse tipo de controlo nas estruturas. A atuação automática deste sistema assegura uma otimização da resposta da estrutura, mediante uma determinada ação estática (ou *quasi*-estática) evolutiva, no sentido de controlar e limitar os deslocamentos/deformações e/ou esforços instalados nos elementos da mesma. Este tipo de controlo, apesar da possibilidade de ser executado manualmente, ganha uma nova dimensão quando efetuado por sistemas automáticos de controlo ativo, sobretudo porque estes últimos atribuem ao processo, uma eficiência consideravelmente superior e eliminam por completo o fator de erro humano associado ao processo manual.

Um cenário ideal para a aplicação deste tipo de controlo apresenta-se no processo construtivo das pontes em arco, em especial nos casos em que se recorre a tirantes provisórios para suportar o arco durante a

sua ereção. Através da atribuição de propriedades ativas a esses tirantes, “ganha-se” liberdade para introduzir em tempo útil, na estrutura, forças de controlo que permitam regular o seu comportamento mediante certos critérios estabelecidos. Estes critérios podem ser de uma variedade extensa, desde por exemplo, à imposição da geometria final pretendida para o arco, que é ameaçada pela deformação causada pela atuação do peso próprio dos elementos, até à limitação da força axial máxima instalada nos elementos mais carregados do arco (secções junto aos arranques) ou até à limitação da deformação horizontal do topo dos pilares.

Este trabalho foi, portanto, concebido com o propósito de auxiliar a perceção de como se pode usufruir da atuação de sistemas de controlo ativo, de um ponto de vista do domínio estático, na Engenharia de Estruturas, nomeadamente no controlo do faseamento construtivo das pontes em arco. Pretende-se demonstrar a mais-valia que estes sistemas constituem para a realização de um controlo perspicaz e eficaz na produção e funcionamento destas estruturas da Engenharia Civil.

## **1.2. ORGANIZAÇÃO DO TEXTO**

O corpo deste trabalho está organizado em quatro capítulos, divididos de acordo com o teor do conteúdo em relação ao tema em estudo.

Neste primeiro capítulo é feita uma contextualização do tema em estudo e uma descrição dos objetivos que se pretendem atingir com este trabalho, bem como a indicação de como está organizado o seu corpo estrutural.

No segundo capítulo faz-se uma revisão – um “estado de arte” - de todas as propriedades características das pontes em arco, desde as tipologias estruturais passíveis de serem adotadas por este tipo de pontes até aos métodos construtivos associados à sua materialização. Abordam-se, especificamente, os sistemas de atirantamento provisório existentes para o auxílio da construção destas pontes e introduzem-se os conceitos de barra ativa, matriz de influência e forças corretivas, sendo todos estes, conceitos que envolvem a manipulação do estado tensional e deformacional das estruturas.

No terceiro capítulo aborda-se o conceito de Controlo Ativo aplicado à Engenharia de Estruturas, descrevendo-se a bases fundamentais deste tipo de sistemas e a funcionalidade dos circuitos de controlo associados. Apresentam-se também os principais exemplos de sistemas de controlo ativo desenvolvidos até ao momento e faz-se uma breve análise ao funcionamento eletrónico dos elementos sensoriais mais utilizados para o controlo e monitorização das estruturas. Explicita-se, ainda, o conceito do Sistema de Pré-Esforço Orgânico (OPS), descrevendo os seus princípios fundamentais, os elementos constituintes, a sua metodologia de aplicação e os eventuais fenómenos indesejados que podem ocorrer durante a sua execução, assim como os procedimentos que são adotados para evitar tais ocorrências.

No quarto capítulo é feito um estudo da aplicação de sistemas de controlo ativo, mais propriamente do sistema OPS, para um caso real proposto - a construção de uma ponte em arco sobre o rio Chenab, na Índia – com o intuito de se demonstrar como é que estes sistemas podem ser benéficos para o controlo de deslocamentos e esforços instalados na estrutura durante as várias fases construtivas da ponte. Esta demonstração inclui a imposição de determinados critérios de otimização que se pretendam que a estrutura cumpra, nomeadamente em relação à atuação do seu peso próprio. Posteriormente, realiza-se, ainda, uma verificação de segurança face à atuação de controlo, num determinado elemento, revelando a compatibilidade destes sistemas com o aumento da segurança global dos elementos da estrutura.

Por fim, no quinto e último capítulo, referente às conclusões, é sumariado o trabalho realizado e são retiradas as principais conclusões deste estudo.



## 2

# CONSTRUÇÃO DE PONTES EM ARCO COM RECURSO A TIRANTES PROVISÓRIOS – “ESTADO DE ARTE”

### 2.1. GENERALIDADES

#### 2.1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO HISTÓRICA

O modelo da ponte em arco é um dos mais antigos na história da construção de pontes e a sua modernização remonta até ao período do Império Romano, há mais de 2000 anos atrás. Atualmente, muitas dessas pontes permanecem ainda de pé, mostrando em primeira mão as maravilhas da Engenharia e Arquitetura Antiga.

A sua popularidade estende-se até aos dias de hoje, porém com a invenção do pré-esforço e o desenvolvimento de novas tipologias estruturais, como as pontes atirantadas e as pontes suspensas, que fomentaram e permitiram a construção de vãos de grande extensão, essa popularidade foi perdendo algum ímpeto [1].

Todavia, a introdução do método dos avanços sucessivos, que ao eliminar a necessidade de um cimbria clássico - o que revelava ser um dos maiores impeditivos desta tipologia pois muitas das vezes as condicionantes topográficas do local são tais que o recurso aos cimbres convencionais torna-se praticamente impossível - fez com que essa popularidade voltasse a ganhar relevância no mundo da Engenharia de Pontes e, como tal, hoje em dia são inúmeros os casos de aplicação desta tipologia estrutural em todo o mundo.<sup>1</sup>

---

<sup>1</sup> Convém notar que neste trabalho, vai ser dado ênfase apenas às pontes em arco de betão armado e/ou aço, deixando de parte a análise das pontes em arco de alvenaria de pedra.

O arco é um elemento estrutural fascinante, na medida em que é um elemento que demonstra maior estabilidade e resiliência em relação à deformação, quando efetivamente se encontra sob carregamento. O princípio fundamental de funcionamento destas estruturas baseia-se no seu traçado curvo que, em vez de transmitir verticalmente a carga aos apoios, como é habitual noutras tipologias, conduz a mesma ao longo de toda a sua curvatura, até atingir os arranques laterais. Esta disposição permitiu pela primeira vez a construção de elementos de ligação entre as margens de rios sem que estes estivessem em contacto direto com a água, e consequentemente, livres do poder erosivo das correntes aquáticas.



Fig.2.1. – Ponte Fabricio, segundo algumas fontes a mais antiga ponte romana (62 A.C.) ainda em serviço, Roma.

## 2.1.2. PRINCÍPIOS BÁSICOS

O arco é um elemento que atinge toda a sua potencialidade estrutural quando sujeito apenas a esforços de compressão. A sua forma geométrica deve ser escolhida com o intuito de assegurar que a estrutura esteja sujeita, predominantemente, a tensões de compressão sob a ação das cargas permanentes, evitando desde logo excentricidades das forças de compressão. É importante notar que é o comportamento sob cargas permanentes que determina, acima de tudo, as condições de utilização e a durabilidade da estrutura. O objetivo é limitar deformações e tensões de tração sob a ação das cargas variáveis (sobrecargas de serviço e variações de temperatura) selecionando uma forma do arco para a qual os momentos fletores são minimizados para as cargas permanentes ou semi-permanentes (peso próprio e retração). No entanto, se forem significativas em relação às cargas permanentes, as sobrecargas de serviço devem ser cuidadosamente consideradas na conceção do arco.

Além disso, é necessário ter também em conta as excentricidades das forças de compressão que surgem quando os arcos estão sujeitos a carregamentos assimétricos, como acontece, por exemplo, quando as cargas de tráfego se encontram a solicitar apenas uma parte do tabuleiro. Estes carregamentos estão normalmente associados a ações variáveis.

As excentricidades que resultam das ações permanentes são reduzidas, relativamente às dimensões da secção transversal, mas aumentam significativamente quando se considera o carregamento assimétrico. A relação entre cargas assimétricas e cargas permanentes,  $q / g$ , pode crescer consideravelmente e

aproximar-se do valor unitário no caso de sobrecargas muito elevadas, como são os casos das pontes ferroviárias ou de pontes de peso próprio reduzido (construídas com aços ou betões de elevado desempenho). Como tal, nestes casos, torna-se, por vezes, vantajoso restringir horizontalmente o arco, fixando o tabuleiro nos encontros, resultando, desta forma, um aperfeiçoamento do seu comportamento em relação aos carregamentos assimétricos.

No final, espera-se uma forma geométrica do arco que tenha em consideração todas as condicionantes referidas, e que seja capaz de proporcionar um funcionamento adequado ao elemento [2].

Os parâmetros através dos quais esta morfologia de pontes se rege, apresentam uma grande variabilidade de escolha, variabilidade essa que se procura traduzir na listagem que se segue:

- Material – Aço, betão ou elementos mistos;
- Secção transversal do arco – Secção em caixão de uma ou mais células, secção retangular maciça, secção tubular, secção fechada oca, secção em treliça;
- Secção transversal do tabuleiro – Secção em caixão, secção em  $\pi$ , secção fechada, laje maciça ou aligeirada, laje vigada.
- Geometria do arco – Contínua ou poligonal. [1]

## 2.2. TIPOLOGIAS ESTRUTURAIS ASSOCIADAS ÀS PONTES EM ARCO

- Tipos de articulações

### i. Arco bi-encastrado

Normalmente na construção de pontes em arco, a solução adotada para o arco é um encastramento do mesmo nos seus arranques devido à economia de custos inerente a este processo. Note-se, por outro lado, que esta solução exige que o solo de fundação apresente uma grande rigidez e uma capacidade de carga elevada, o que é geralmente o caso quando se opta por uma solução de ponte em arco.

Estes arcos são três vezes hiperestáticos, as suas relações vão/flecha situam-se tipicamente entre 1/10 e 1/2 e as suas secções transversais são normalmente mais robustas nos arranques do que no fecho, pois, nessas zonas, os momentos fletores são maiores [1].

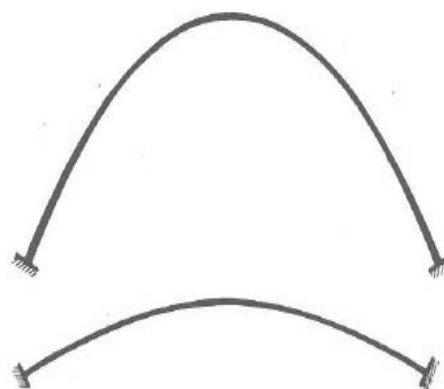
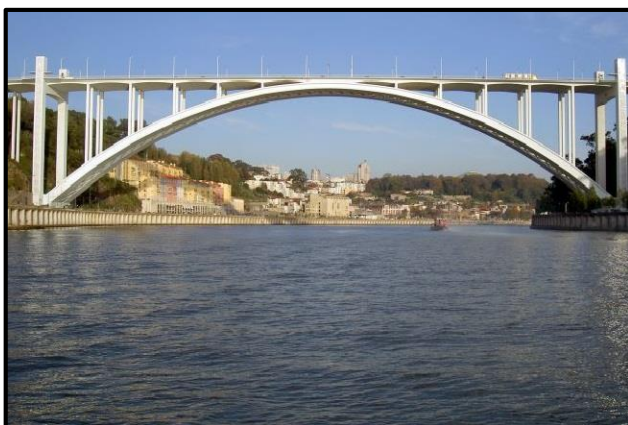


Fig.2.2. - Ponte da Arrábida, Porto, Portugal (Edgar Cardoso). Exemplo de um arco em betão armado bi-encastrado nos arranques.

## ii. Arco bi-articulado e tri-articulado

Como foi referido atrás, um bi-encastramento do arco nos arranques implica a presença de um solo de fundação de grande resistência. Quando tal condição não se verifica é necessário criar articulações nos arranques de maneira a que o arco não fique sujeito à deformabilidade do solo de fundação e, portanto, não sofra rotações que possam ser condicionantes para o seu funcionamento. Outra razão para a sua aplicação é o efeito das variações térmicas no arco que, por vezes, provoca esforços indesejados nos seus arranques, pelo que a introdução de articulações “liberta” os arranques de tais esforços. Tais articulações têm um custo associado elevado, tanto de aplicação como de manutenção e, como tal, sempre que possível, evita-se este tipo de solução em pontes de betão armado.

Estes arcos são uma vez hiperestáticos, apresentam uma relação típica flecha/vão entre 1/12 e 1/4, e as suas secções transversais são normalmente mais robustas no fecho pois corresponde à zona de momentos fletores mais elevados [1].

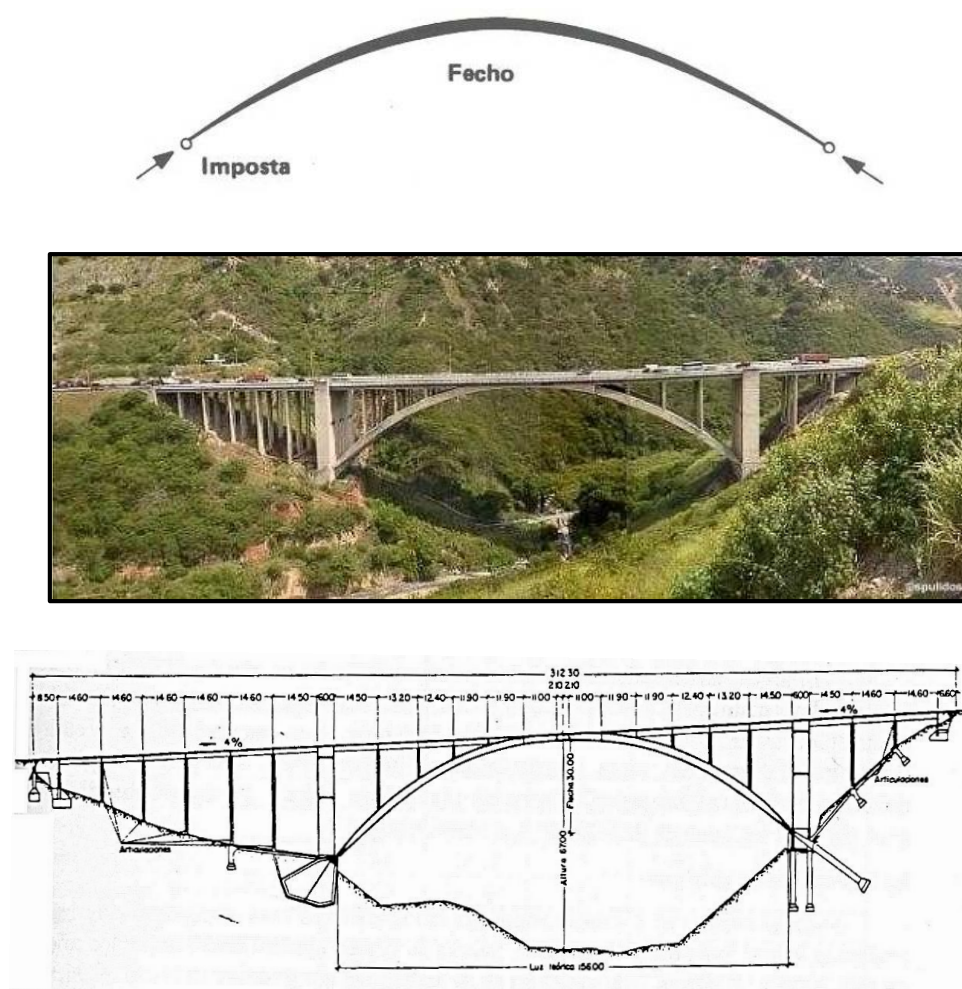


Fig.2.3. – Viaduto 1 na Autoestrada Caracas - La Guaira, Venezuela. Demolido a 19 de Março de 2006 devido a complicações progressivas no terreno de fundação causadas pelo Sismo de 1967 de Caracas, esta obra de engenharia foi uma das mais emblemáticas de Eugène Freyssinet. Exemplo de um arco em betão armado bi-articulado nos encontros. [1]



Por outro lado, nos casos em que o arco é metálico e desenvolve-se num sistema treliçado (Fig.2.4.), é usual ser um arco bi-articulado nos arranques.

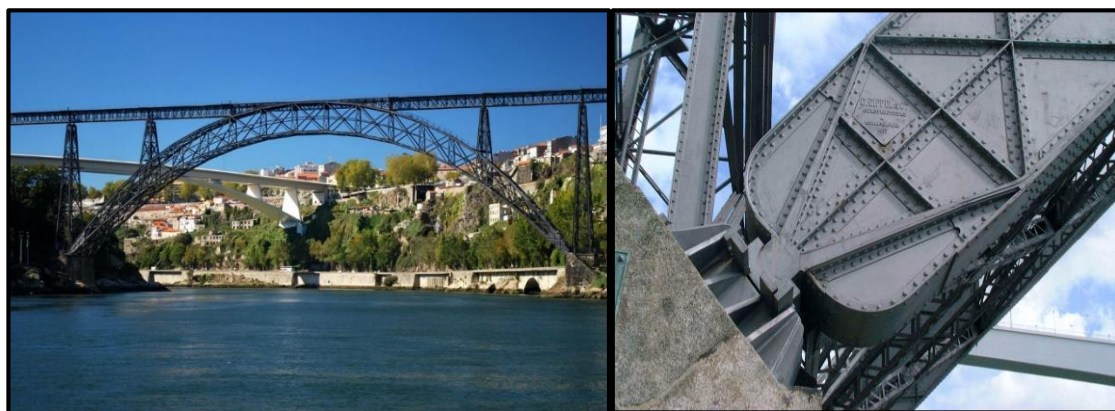


Fig.2.4. – Ponte de D. Maria Pia, Porto, Portugal. Exemplo de um arco em estrutura metálica treliçada bi-articulado nos encontros (Théophile Seyrig, Gustave Eiffel - 1887).

Relativamente à tri-articulação do arco, este é um sistema que praticamente não é utilizado hoje em dia, visto que se traduz numa grande deformabilidade do arco, que ao se encontrar articulado nos arranques e no seu fecho, constitui um sistema isostático. Essa isostaticidade, por outro lado, traduz-se também numa maior facilidade de cálculo, o que pode ser bastante chamativo em projetos em que a componente de cálculo estrutural é bastante complexa e demorosa.

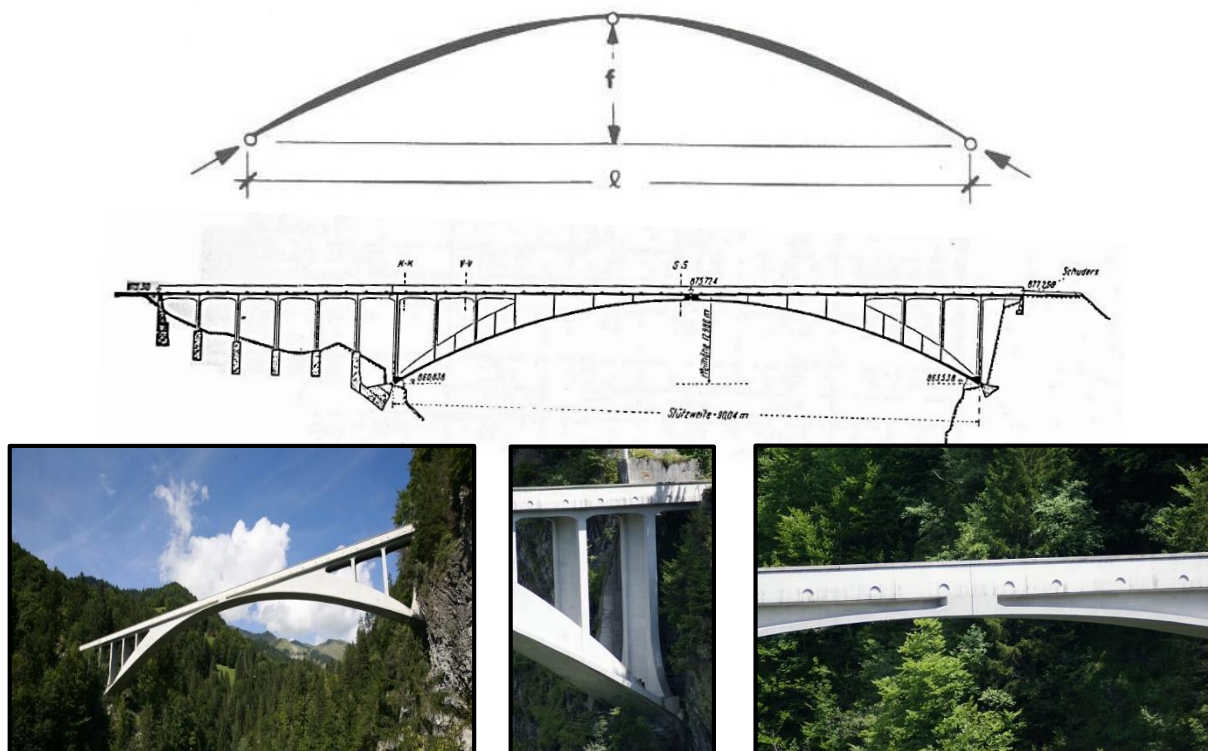


Fig.2.5. – Ponte Salginatobel, Schiers, Graubunden, Suíça. Exemplo de um arco tri-articulado, com um vão de 90 metros (Robert Maillart). (Imagem da autoria de Nicolas Janberg, cedida por <http://structurae.net>).

- Disposições estruturais

Ao nível do sistema estrutural, as pontes em arco podem apresentar três morfologias distintas:

- Ponte em arco com tabuleiro superior;
- Ponte em arco com tabuleiro intermédio;
- Ponte em arco com tabuleiro inferior.

#### 2.2.1. PONTE EM ARCO COM TABULEIRO SUPERIOR

A tipologia clássica, na qual a totalidade do arco se encontra, em termos posicionais, a um nível inferior ao tabuleiro, havendo uma transmissão de cargas entre os dois efetuada através de elementos verticais, denominados montantes.<sup>2</sup>

#### **Flecha do arco**

A flecha do arco deve ser, em princípio, a maior possível, de forma a minimizar os esforços no arco e os carregamentos horizontais nas fundações, assim como controlar dentro de limites aceitáveis os efeitos produzidos pelas deformações impostas e assentamentos dos apoios.

Uma relação ótima de flecha/vão para o arco é de 1/4 na medida em que, com esta relação, são produzidos arcos bem proporcionados, estáveis e eficazmente funcionais. Porém, na maioria dos casos, esta escolha depende principalmente das condições topográficas do local, da configuração do vale (caso exista), da distância entre margens, caso se trate de atravessar um curso de água, ou até mesmo da criatividade ou audácia dos projetistas.

---

<sup>2</sup> Outra disposição existente para a transmissão de cargas é através de elementos laminares verticais contínuos, normalmente chapas, que asseguram continuidade na ligação entre o arco e o tabuleiro. Essas pontes são denominadas de pontes em arco com tímpanos cheios. A construção deste tipo de pontes para vãos típicos praticamente não se verifica, sendo estas mais adequadas para vãos pequenos (entre 20 a 40 metros), pelo que tal tipologia não será abordada neste trabalho, sendo apenas abordados os arcos desligados.

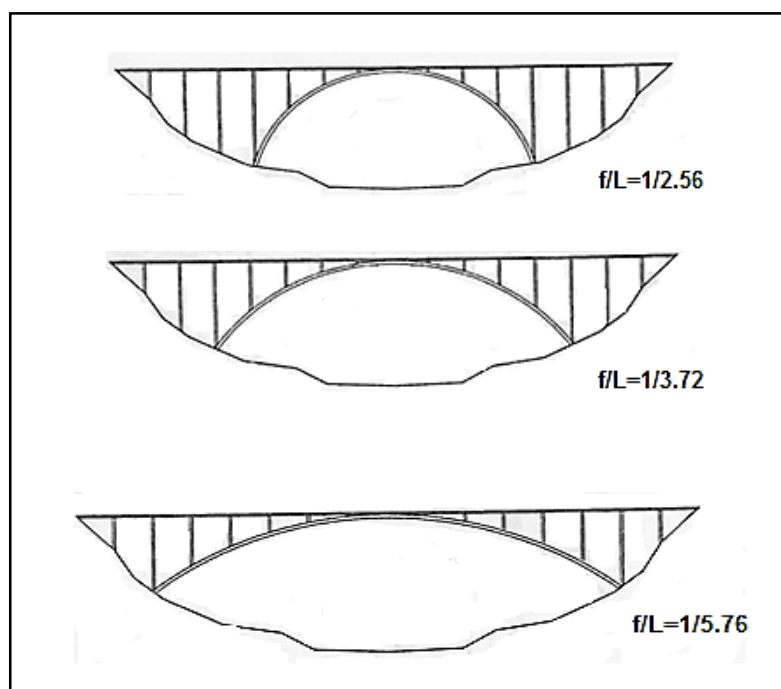


Fig.2.6. – Esquema de pontes em arco com tabuleiro superior com diferentes relações  $f/L$  [1].

Na tabela seguinte (Tabela 1) apresentam-se alguns exemplos de pontes em arco e a sua respetiva relação flecha/vão, assim como o respetivo “coeficiente de atrevimento” ( $L^2/f$ ).<sup>3</sup>

Tabela 1 – Pontes em arco de referência e os valores das suas respetivas flechas e vãos, assim como os valores das relações entre esses dois parâmetros; L – vão do arco; f - flecha do arco.

Ponte	L (m)	F (m)	$f/L$	$L^2/f$
Wanxiang	420	84	1/5	2100
Krk I	390	60	1/6.5	2535
Gladsville	305	41	1/7.4	2269
Amizade	290	53	1/5.5	1587
Infante D.Henrique	280	25	1/11.2	3136
Bloukrans	272	62	1/4.4	1193
Arrábida	270	52	1/5.2	1402

<sup>3</sup> Uma designação aparentemente originada pela comunidade espanhola de Engenharia de Pontes, o “coeficiente de atrevimento” reflete a instabilidade do arco de acordo com a proporção quadrática do seu vão em relação à sua flecha, o que traduz o seu grau de achatamento.

## **Arco em betão armado**

- Secção transversal do arco

A secção transversal mais utilizada para o arco é a secção em caixão. Este tipo de secção é uma secção, por natureza, leve e que possui um raio de giração muito benéfico para evitar problemas de encurvadura e que, acima de tudo, propicia a instalação de compressões que eliminem eventuais trações indesejadas, trações essas provocadas por sobrecargas no arco, como por exemplo, a atuação do vento. Por outro lado, quando o vão do arco é relativamente pequeno ( $< 150$  metros), soluções de secção aberta em “U” ou secções retangulares maciças tornam-se viáveis. As secções retangulares maciças apresentam tipicamente uma largura superior à altura para aumentar a inércia do arco relativamente às solicitações transversais e, conseqüentemente, proporcionar um comportamento adequado face às ações do vento, evitando, ao mesmo tempo, o problema de ocorrência de encurvadura fora do plano [1].

- Interação tabuleiro-arco

O tabuleiro, estando ligado ao arco através dos montantes, acompanha a sua deformação e, portanto, ocorre entre os dois uma interação de esforços e deformações. Tendo em conta esta premissa, é possível então compreender que, quando a estrutura está sujeita a diversas solicitações, simétricas ou assimétricas, os esforços resultantes são repartidos pelo tabuleiro e pelo arco de acordo com a rigidez respetiva de cada um. A interação arco-tabuleiro é, portanto, decisiva para o tipo de funcionamento estrutural que a ponte terá.

Por um lado, e como é típico nas pontes em arco, o arco constitui o elemento rígido, “absorvendo” grande parte das cargas atuantes, ficando sujeito, portanto, a momentos fletores consideráveis. O tabuleiro, sendo o elemento mais flexível, suporta apenas uma pequena parcela das cargas e sofre flexão apenas ao acompanhar a deformação do arco.

Por outro lado, o tabuleiro pode ser portador de grande percentagem da rigidez da estrutura enquanto o arco se trata de um elemento mais flexível. Esta relação permite que o tabuleiro acarrete as solicitações flexionais, deixando o arco livre para suportar maioritariamente os esforços axiais a que estará submetido. Aliada a esta tipologia, está também a vantagem de se tornar possível a diminuição da perda de flecha do arco devida às ações térmicas e reológicas pois a rigidez substancial do tabuleiro permite o controlo e a distribuição de tais ações de maneira a que o arco não sofra deformações consideráveis causadas por estas e que, conseqüentemente, não sofra grandes variações de esforço axial. A aplicação desta tipologia implica, no entanto, um descimbramento mais tardio do arco, pois ao ser um elemento delgado, portará uma inércia reduzida, e como tal, para evitar grandes deformações iniciais, o seu descimbramento só se efetuará quando o betão do tabuleiro já estiver endurecido. A ponte do Infante D. Henrique é um exemplo notório desta tipologia estrutural onde “a grande rigidez do tabuleiro face ao arco, aliada ao forte abatimento deste, aproxima o funcionamento da estrutura da Ponte do Infante ao de uma ponte em que o tabuleiro vence o vão completamente por flexão, tal como numa ponte contínua convencional, mas proporcionando o arco vários apoios elásticos intermédios através dos montantes afastados de 35 m entre si” [3].



### Tipos de ligações

Relativamente às vinculações entre tabuleiro-montante-arco, podem ser estabelecidas várias disposições. Por um lado, a ligação tabuleiro-montante pode ser efetuada através de aparelhos de apoio deslizantes que atribuem liberdade longitudinal ao tabuleiro. Nesse caso, o tabuleiro “desliza” sobre os montantes sendo a ligação entre os dois, não-monolítica. Geralmente dispõe-se de uma junta de dilatação no tabuleiro sobre um dos pilares extremos do arco.

Esta disposição, embora habitual, não é completamente otimizadora pois apesar de reduzir os assentamentos diferenciais no tabuleiro provocados pela deformação do arco, implica também a inconveniência de não se garantir uma distribuição eficaz das cargas transversais (devidas à ação do vento, por exemplo) do tabuleiro para os encontros da ponte [1].

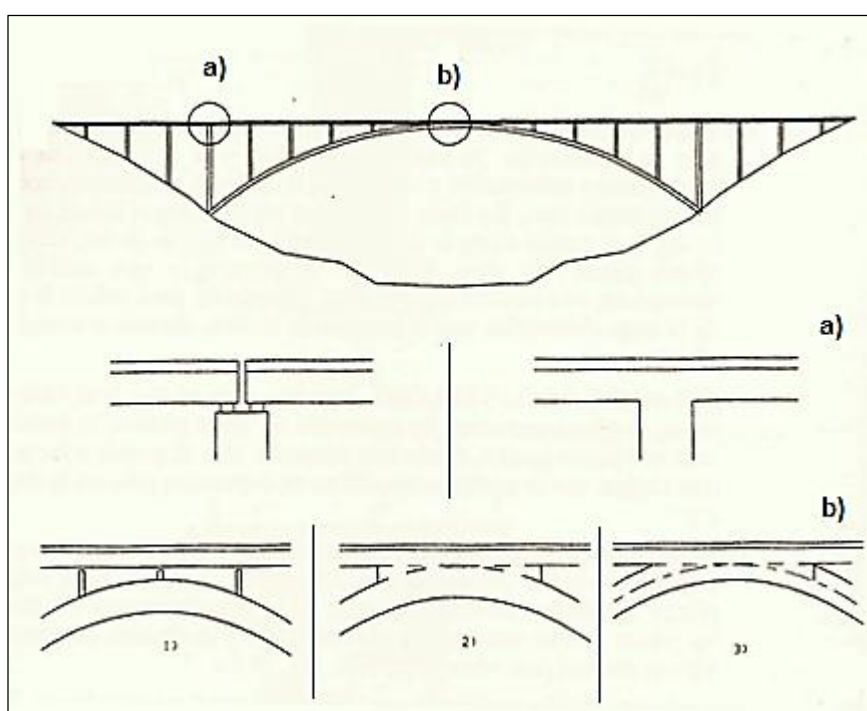


Fig.2.7. – Esquema dos tipos de ligações entre tabuleiro e arco [1].

Outra disposição possível seria a de garantir restrição longitudinal do tabuleiro através de aparelhos de apoio fixos nessa direção. Neste caso, o tabuleiro limita-se apenas a transmitir as cargas recebidas ao arco, sem haver qualquer tipo de interação conjunta entre os dois [1].

Por fim, existe também a possibilidade de se assegurar continuidade entre tabuleiro-montante e montante-arco, havendo compatibilidade de deformações entre estes elementos e, portanto, permitindo o funcionamento destes como um todo. O tabuleiro tem um certo grau de liberdade nos movimentos longitudinais (expansão ou retração) devido à grande flexibilidade (inerente à grande altura) dos montantes extremos do arco. Convém também mencionar que os montantes mais próximos do fecho do arco, devido ao seu comprimento reduzido, podem sofrer flexões consideráveis causadas por diferenciais de temperatura, retração e fluência entre o arco e o tabuleiro e por rotações causadas pelas

sobrecargas. Neste caso, esses montantes curtos devem ser convertidos em bielas ou devem ser dotados de aparelhos de apoio deslizantes no seu topo para impedir justamente tais flexões indesejadas nos mesmos.

## Arco em estrutura metálica

Nas pontes em arco em estrutura metálica, existem essencialmente duas morfologias estruturais: estrutura em treliça e estrutura em secção fechada [1].

A estrutura em treliça segue a tradição das pontes do século XIX e tem sido, ao longo dos anos, alvo de aplicação nos E.U.A. e no Japão, principalmente.

A estrutura em treliça pode ter várias disposições. Por um lado, o arco e o tabuleiro podem constituir as cordas inferiores e superiores, respetivamente, ligados por elementos verticais e diagonais, que completam o sistema treliçado plano. Este plano torna-se espacial através do espelhamento deste no plano vertical, estando ambos unidos por elementos de contraventamento. Um exemplo claro desta disposição é a Michigan Central Railway Bridge, em Michigan nos E.U.A. construída em 1925.

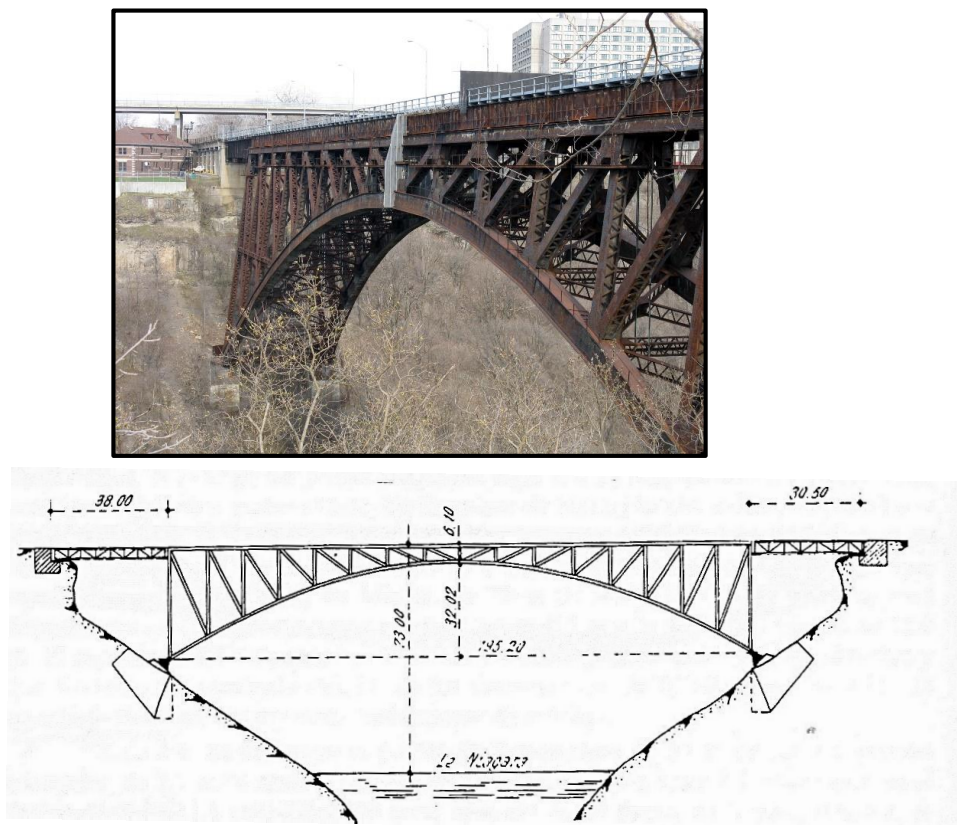


Fig.2.8. - Michigan Central Railway Bridge, Michigan, E.U.A. (1925) [1].

Outra disposição estrutural, e talvez a mais clássica, consiste na formação do arco a partir de um sistema em treliça, ligado ao tabuleiro por montantes verticais, unidos espacialmente nos dois planos por barras transversais e diagonais de contraventamento.

Esta tipologia tem vários exemplares espalhados ao longo do mundo. A Ponte D. Maria Pia (Fig.2.4), já referida anteriormente, é um exemplo claro desta tipologia estrutural. Trata-se de uma ponte notável, obra de Théophile Seyrig e Gustave Eiffel, que na sua contemporaneidade (1877), constituía o maior arco do mundo, com um vão de 160 metros, tendo sido utilizadas 1600 toneladas de ferro na sua construção [2]. Outro exemplo notável é a New River Gorge Bridge, sobre o rio New River Gorge, perto de Fayetteville, West Virginia, nos E.U.A. Construída em 1977, esta ponte foi durante muitos anos o arco metálico com o maior vão do mundo (518,5 metros) e apresenta uma relação flecha/vão de 1/4,8. O seu arco bi-articulado foi construído através do método dos avanços sucessivos com recurso a tirantes provisórios.

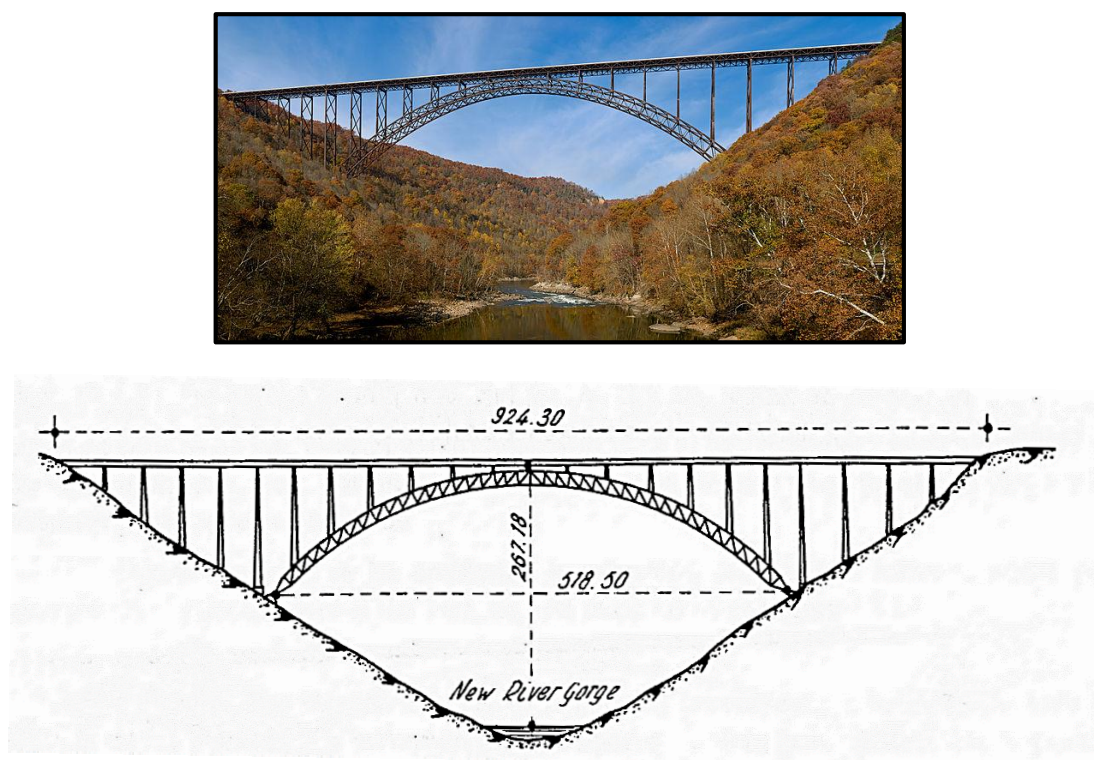


Fig.2.9. - New River Gorge Bridge, perto de Fayetteville, West Virginia, E.U.A (1977) [1].

Por outro lado, a tipologia relativa à secção fechada do arco apresenta-se como uma tipologia em que o arco é constituído por uma secção robusta, em formato de viga, não existindo qualquer desenvolvimento em treliça ao longo deste. Esta tipologia é também muito encontrada nos E.U.A. em pontes notórias como a Henry Hudson Bridge, em Nova Iorque, que apresenta um arco bi-encastado de secção retangular 3,75 m x 1,05 m (b x h) com um vão de 256,2 metros e uma relação flecha/vão de 1/6,7.

Convém notar que dentro desta tipologia, é também usual utilizar secções tubulares para o arco, visto que são secções que apresentam um comportamento desejável face às compressões devido à sua baixa

esbelteza e, sobretudo, por serem secções que têm um desempenho bastante favorável às ações do vento. Esse desempenho é obtido através de uma reduzida superfície de contato de que os perfis tubulares dispõem quando sujeitos ao campo de pressões da ação do vento.

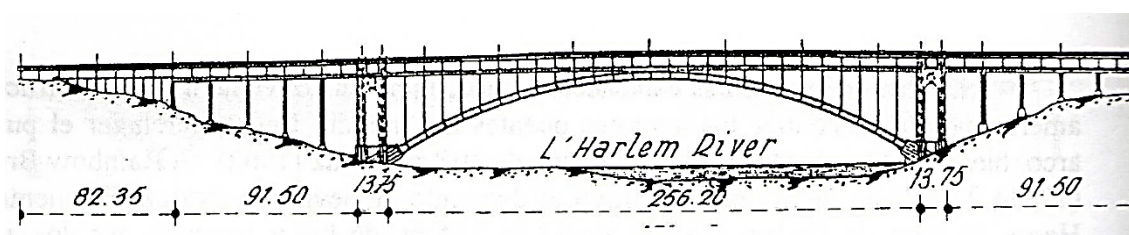


Fig.2.10. - Henry Hudson Bridge, Nova Iorque, E.U.A. [1]

#### 2.2.2. PONTE EM ARCO COM TABULEIRO INTERMÉDIO OU INFERIOR ("BOWSTRING")

Estas duas tipologias constituem uma vertente modernizada da construção de pontes em arco cuja utilização se expandiu rapidamente por todo o mundo durante a segunda metade do século XX até aos dias de hoje. Caracteriza-se pelo posicionamento do arco acima do tabuleiro, funcionando este último como um tirante, ou a um nível intermédio, ficando o tabuleiro suspenso pelo arco nos troços em que o arco está posicionado acima do tabuleiro e simplesmente apoiado nos troços em que o inverso sucede. Esta disposição é garantida através de pendurais verticais ou diagonais que transmitem as cargas permanentes e sobrecargas do tabuleiro para o arco, comprimindo-o no processo. No caso em que os pendurais estão dispostos na diagonal forma-se um sistema em treliça no qual o arco e o tabuleiro desempenham a função de corda superior e inferior, respetivamente, diminuindo o momento fletor do arco, que por essa razão, pode-se tornar mais esbelto.

Os arcos destas pontes são, regra geral, arcos bi-articulados nos arranques, quer sejam arcos metálicos ou arcos em betão armado [1].

### ▪ **Secção transversal do arco**

Neste tipo de pontes, as dimensões da secção transversal do arco sofrem algumas alterações face à tipologia em que o arco é posicionado inferiormente ao tabuleiro. Ao contrário desta última, em que a largura da secção transversal do arco é normalmente superior à sua altura, neste caso, procura-se que o arco seja o mais estreito possível para que o tabuleiro não seja demasiado largo, dado que uma maior largura da secção do arco implica uma maior largura do tabuleiro e, consequentemente, um porte exagerado da ponte que torne difícil vencer os vãos desejados. Portanto, nesta tipologia, a largura da secção transversal do arco é normalmente inferior à sua altura [1].

### ▪ **Pendurais**

Os pendurais podem ser dimensionados de duas formas distintas:

- Elementos rígidos, implicando que possuam rigidez suficiente para prevenir vibrações excessivas causadas pelos efeitos aerodinâmicos das cargas correspondentes à ação do vento ou à ação sísmica e controlando, ao mesmo tempo, os limites de esbelteza dos mesmos.
- Cabos ou cordões de aço, portadores de rigidez flexional praticamente nula, trabalhando unicamente à tração. Em pontes de grande vão, estes são, normalmente, os elementos escolhidos para constituir os pendurais. [1]

A resistência à corrosão, a manutenção constante e a imposição da possibilidade de substituição dos pendurais caso tal se justifique, são preocupações a ter também em conta no dimensionamento e aplicação destes elementos.

### ▪ **Flecha do arco**

Nas pontes em arco com tabuleiro superior, a flecha do arco está diretamente relacionada com o seu vão em todos os casos usuais em que o arco se encontra ligado ao tabuleiro no seu fecho. Isto significa que, nestes casos, o aumento ou a diminuição da flecha do arco implica o aumento ou a diminuição do seu vão. No caso das pontes em arco com tabuleiro intermédio ou inferior tal não se verifica, dado que a flecha e o vão do arco são, nesta tipologia, independentes entre si, pelo que estabelecer a sua relação depende exclusivamente do desempenho estrutural pretendido. A relação flecha/vão mais aplicada nesta tipologia é de 1/6 [1].

### ▪ **Interação arco - tabuleiro**

As esbeltezas deste tipo de pontes são maiores do que no caso do arco com tabuleiro superior e oscilam entre  $L/40$  e  $L/60$ . Estes valores são controlados pela relação de rigidez entre o arco e o tabuleiro.

Por um lado, pode-se atribuir uma rigidez ao tabuleiro muito superior à do arco, fazendo com que o mesmo se encarregue de controlar a encurvadura do arco no plano e suportar as flexões solicitantes da estrutura enquanto transmite axialmente as cargas ao arco que, por sua vez, estará reduzido à sua mínima expressão de resistência flexional. De forma inversa, pode-se atribuir a rigidez predominante ao arco



que se comportará como uma viga, enquanto o tabuleiro será um elemento mais esbelto que absorverá uma menor percentagem de momentos fletores.

Por outro lado, a triangulação dos pendurais de ligação do arco ao tabuleiro permite o funcionamento conjunto dos dois elementos, simulando o funcionamento de uma viga com grande altura e reduzindo substancialmente a necessidade de robustez seccional do arco. Porém, esta disposição poderá trazer alguns inconvenientes, nomeadamente nos casos em que as cargas permanentes são relativamente reduzidas e a inclinação dos cabos é pequena, pois corre-se o risco de as sobrecargas provocarem uma inversão de esforços e, portanto, compressão nos cabos, colocando-os fora de serviço. Ora, tal variação brusca de esforços pode ser duplamente desvantajosa, pois no caso de as sobrecargas serem reincidentes e repetitivas, induzem-se, adicionalmente, problemas de fadiga sobre os cabos [1].

#### ▪ Contraventamento transversal e juntas de dilatação

A encurvadura fora do plano é mitigada pela introdução de elementos de contraventamento transversal entre os dois planos do arco ou entre o arco e o tabuleiro. Nas zonas em que o tabuleiro e o arco se interseçam são geralmente introduzidas barras que têm a função de transmitir ao tabuleiro as forças horizontais que a ação do vento induz no arco. Em arcos com tabuleiro intermédio, é também frequente dispor-se uma junta de dilatação nestas zonas, por se tratar de um ponto de alteração da disposição de sustentação do tabuleiro, mesmo havendo a noção que os movimentos longitudinais diferenciais máximos entre o arco e o tabuleiro ocorrem nas zonas onde os pendurais são mais altos. Este último fator leva a que, por vezes, se disponham as juntas de dilatação mais próximas do centro do vão [1].

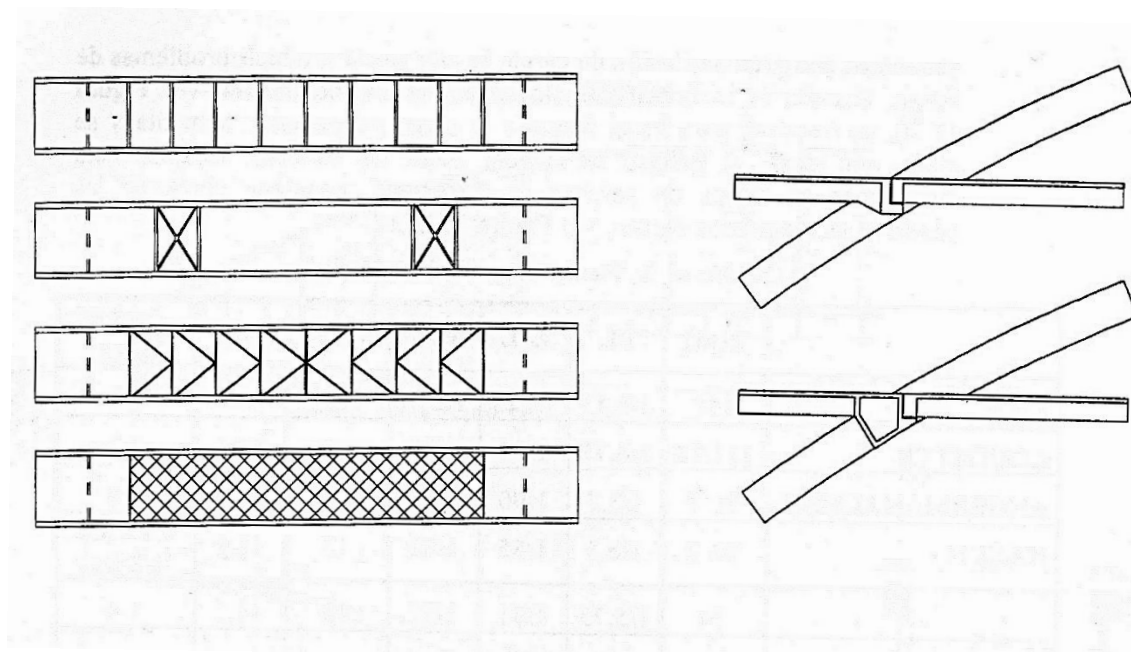


Fig.2.11. – À esquerda, várias disposições de contraventamento transversal; à direita, pormenor de uma junta de dilatação com (em baixo) e sem (em cima) uma barra de contraventamento transversal.[1]

Convém também notar que nas pontes em arco com tabuleiro inferior, tal como nas pontes em arco com tabuleiro superior, não se dispõe de juntas de dilatação intermédias, para que o arco e o tabuleiro possam ter um funcionamento conjunto contínuo.



Fig.2.12. – Fairfield Bridge, Waikato River em Fairfield, Hamilton, Nova Zelândia (1937). Ponte de betão armado em arco com tabuleiro inferior ("bowstring").

### Condições de apoio

Existem duas soluções distintas em relação às condições de apoio destas pontes. Uma delas consiste em apoiar o arco no terreno, na condição de o solo de fundação apresentar propriedades apropriadas para sustentar adequadamente a estrutura. A alternativa a esta solução (no caso de o solo de fundação não possuir capacidade de carga suficiente) é a criação de semi-arcos laterais colocados em continuidade com o arco principal, que se estendam até ao tabuleiro, transmitindo a este as "forças horizontais de achatamento" do arco principal. Esta solução é bastante engenhosa pois alivia o solo de fundação de forças horizontais, tornando possível a construção de pontes deste tipo com fundações menos robustas.

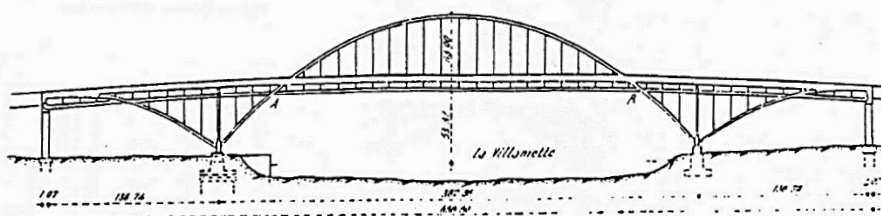


Fig.2.13. – Fremont Bridge, Portland, E.U.A (1973). Exemplo de uma ponte em arco metálico com tabuleiro intermédio com dois semi-arcos laterais. Arco delgado de secção em caixão e tabuleiro rígido ( $L=382$  m) [1].

### 2.2.3. ESPACIALIDADE DO ARCO

A disposição espacial do arco pode ser influenciada quer por parâmetros estéticos e visuais quer por parâmetros estruturais.

Os arcos conferem uma dimensão espacial à estrutura que se reflete, na ótica do utilizador, num turbilhão de sensações de conforto, admiração e especulação. Porém, de um ponto de vista estrutural, a disposição do arco influencia o comportamento da ponte, na medida em que afeta o caminho das forças na estrutura, a disposição dos elementos de contraventamento dos planos do arco e, sobretudo, o funcionamento estrutural do próprio arco.

Existem múltiplas disposições possíveis para conferir espacialidade ao arco. As disposições habituais são as seguintes:

- Arco único posicionado sobre o eixo central do tabuleiro;

Esta disposição é adotada, maioritariamente, nas pontes em arco com tabuleiro inferior. O arco pode ser ligado ao centro do tabuleiro através de tirantes verticais, porém esta solução pode trazer alguns problemas de instabilidade ao arco, nomeadamente, por encurvadura fora do plano e/ou por flexão devida a cargas transversais. Por essa razão, e para colmatar essa situação, a ligação pode ser feita às extremidades do tabuleiro através de tirantes inclinados e, se for necessário, tais tirantes podem ser substituídos por elementos rígidos.



Fig.2.14. – Ponte Ferroviária sobre o Rio Sado, Portugal. Exemplo de uma ponte com arco centrado.



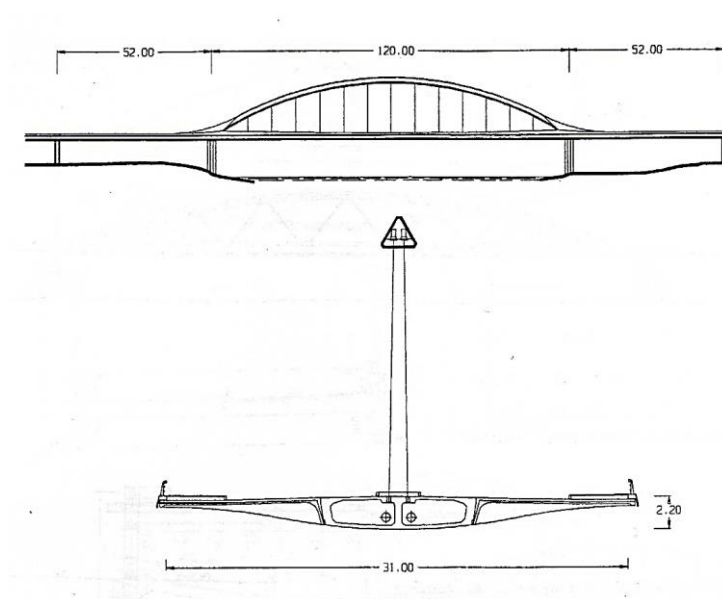


Fig.2.15. – Third Millennium Bridge, Zaragoza, Espanha. Exemplo de um arco centrado com tirantes ligados às extremidades do tabuleiro [1].

- Dois arcos paralelos situados nas extremidades do tabuleiro;

Esta disposição corresponde a uma das disposições mais habituais, na qual são formados dois planos extremos do arco que são ligados por elementos de contraventamento. No caso de pontes em que o tabuleiro tenha uma largura considerável, esta disposição pode levar a que os elementos de contraventamento tenham um comprimento considerável, o que é indesejável quer a nível estético quer a nível estrutural.

A Fig.2.12. é um exemplo deste tipo de disposição.

- Dois arcos situados nas extremidades do tabuleiro inclinados para o exterior deste;

Uma solução bastante atrativa esteticamente, porém um pouco arrojada caso se pretenda eliminar os elementos de contraventamento para efeitos visuais, pois os arcos ficam naturalmente sujeitos à flexão, causada pelo seu peso próprio (derivada da sua inclinação), e também pelas ações transversais como, por exemplo, as ações sísmicas e a ação do vento. Uma solução apropriada para colmatar tais problemas seria a descentralização dos tirantes de ligação, provocando, desse modo, uma ação que contrariaria os efeitos de flexão referidos.



Fig.2.16 - Robert I Schroder Overcrossing Bridge, Contra Costa County, California, E.U.A.

- Dois arcos situados nas extremidades do tabuleiro inclinados para o interior deste.

Esta disposição é bastante típica das pontes em arco com tabuleiro intermédio e inferior e quase normativa nas pontes em arco metálico com tabuleiro superior. Revela-se muito benéfica para o contraventamento dos arcos, na medida em que uma maior proximidade entre os arcos implica elementos de contraventamento menos extensos em comprimento, e portanto, mais rígidos. A disposição é especialmente vantajosa nas situações em que os dois arcos estão parcialmente unidos por encosto no seu fecho pois, dessa forma, contribuem mutuamente para o seu travamento na direção transversal.

Esta solução torna-se pouco viável quando a estrutura tem uma grande largura e um vão relativamente pequeno, pois a inclinação necessária para que os arcos se encontrem torna-se demasiado elevada.



Fig.2.17. – Ponte de La Vicaria, Albacete, Espanha. Exemplo de uma ponte com dois arcos inclinados para o interior do tabuleiro.

### 2.3. MÉTODOS CONSTRUTIVOS DAS PONTES EM ARCO

São vários os métodos construtivos associados à construção das pontes em arco. De facto, a própria construção deste tipo de pontes revela ser um dos maiores problemas da sua materialização, pois as pontes em arco - estruturas extraordinariamente eficazes quando se encontram em estado de funcionamento - apresentam características resistentes muito diminutas durante o processo construtivo. A inovação tecnológica aliada à engenhosidade das empresas de construção tem levado à criação de novos métodos mais eficientes e produtivos para a construção de pontes em global. Todavia, tais métodos baseiam-se primariamente na conjugação de vários métodos elementares, alguns dos quais vão ser abordados neste trabalho, nomeadamente aqueles cuja incidência se particulariza para a construção de pontes em arco.

Convém notar que, dos métodos construtivos que vão ser analisados, a maioria tem uma aplicação mais própria para a construção de pontes em arco de betão armado, nomeadamente, os métodos dos avanços sucessivos e o método da basculação vertical, enquanto a montagem de elementos pré-fabricados apresenta, como é lógico, uma maior utilização na construção de pontes em arco metálico. Por outro lado, o método do cimbra ao solo é aplicável quer para arcos construídos em betão armado quer para arcos metálicos.

#### 2.3.1. CIMBRE AO SOLO

Este tipo de método construtivo nem sempre é aconselhável para pontes em arco, visto que as pontes em arco são soluções estruturais normalmente adotadas para vencer cursos de água ou vales com vãos médios ou elevados (entre 60 a 300 metros) e de “*gabari*” elevado, pelo que se torna inconveniente e por vezes até impossível a montagem de cavaletes nestas condições. Além disso, os custos associados ao cimbra podem ser bastantes elevados, chegando, muitas vezes, a constituir um dos custos principais da obra [1].

No entanto, este método é de uma simplicidade de aplicação bastante atrativa, quer para efeitos de dimensionamento por parte dos projetistas, quer para efeitos de materialização por parte das empresas de construção, excetuando os casos em que as condições topográficas são de tal maneira irregulares que a aplicação de uma solução de cimbra ao solo pode ser tão complexa de dimensionar e construir como a estrutura da ponte em si. Um bom exemplo de tal ocorrência é a estrutura de cimbramento utilizada para a construção da Ponte Salginatobel de Robert Maillart, desenhado por Richard Coray, cuja complexidade torna o seu cálculo num autêntico desafio de engenharia (Fig.2.18.).

Como foi referido previamente, o método do cimbra ao solo é aplicável tanto para pontes em arco de betão armado como em arco metálico, este último dispensando, obviamente, elementos de cofragem para a sua execução, bastando apenas transportar os segmentos metálicos através de gruas, colocá-los sobre o cimbra e proceder à ligação dos vários elementos.

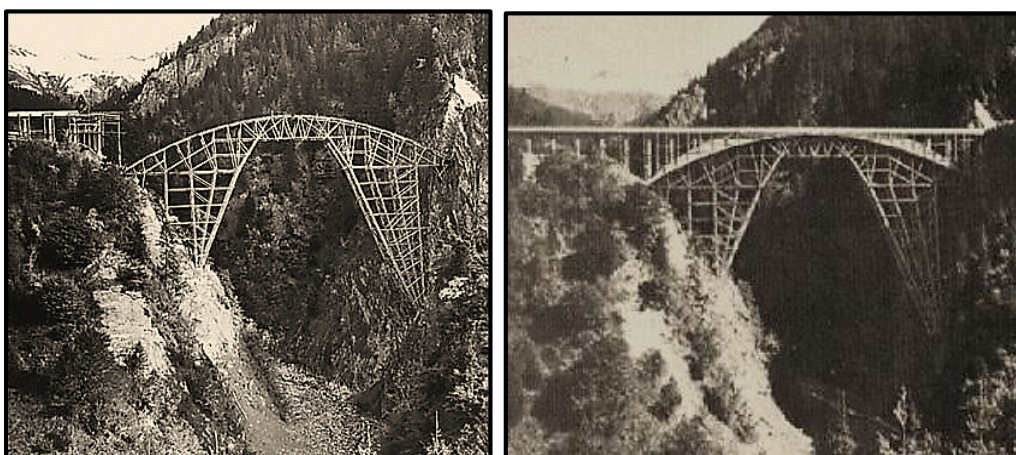


Fig.2.18. – Cimbra de madeira da Ponte Salginatobel. À esquerda, antes da betonagem do arco e do troço do tabuleiro correspondente. À direita após a betonagem do arco e do tabuleiro.

Tendo em conta as desvantagens deste método associadas à sua aplicação nas pontes em arco (referidas atrás) e que a aplicação deste método construtivo é aconselhável apenas para vãos pequenos (até cerca de 40 metros), é de fácil compreensão que, hoje em dia, com a gama de vãos que se consegue atingir através de métodos construtivos mais eficientes, praticamente não se utilizem os cimbres apoiados no solo como método construtivo para pontes em arco com vãos típicos. Aliás, como tais métodos inovadores, como o método dos avanços sucessivos, por exemplo, são relativamente recentes, as pontes em arco realizadas previamente a estes, apresentavam vãos mais reduzidos, e portanto, mais apropriadas para a aplicação do método de cimbra ao solo.

Os materiais mais utilizados para formar este tipo de cimbres são o aço, a madeira e, por vezes, o alumínio, com maior destaque para o aço que, hoje em dia, destes três materiais, totaliza a percentagem maioritária de utilização para este processo construtivo.

Os cavaletes com apoio no solo são, essencialmente, de dois tipos:

- Estruturas em formato de torres de escoramento (tubulares, caso o material seja o aço) formando apoios “contínuos” e em que os esforços principais nos elementos de escoramento são axiais;
- Estruturas com torres e asnas, permitindo vãos livres em que os esforços principais são axiais (torres) e de flexão (asnas). [2]



A utilização de cimbres em formato de torres de escoramento constituídas por elementos tubulares deu-se, por exemplo, para a construção da Ponte Glemstal em Schwieberdingen, no distrito de Estugarda, na Alemanha, cujo vão do arco é de 114 metros (Fig.2.19.).

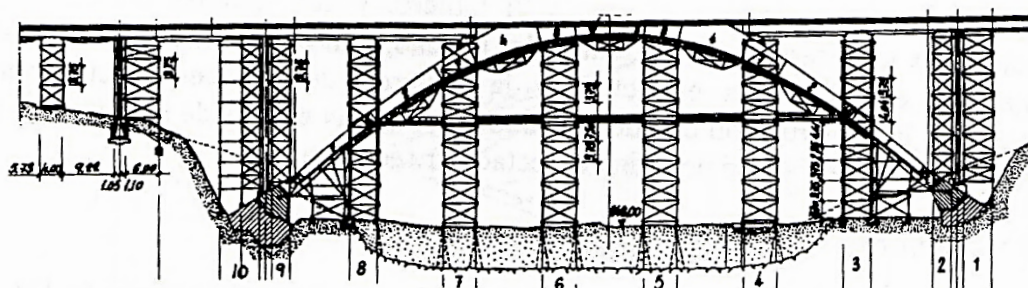


Fig.2.19. – Cimbra ao solo da Ponte Glemstal, na Alemanha [1].

Utilizaram-se cavaletes em torres para suportar o tabuleiro e o arco, incluindo uma viga curvilínea sob este último que, por sua vez, assentava sobre ditas torres e servia de suporte aos elementos de cofragem.

As estruturas provisórias de torres e asnas são também bastante utilizadas, especialmente, como foi referido atrás, quando é do interesse manter um vão livre sob o arco. A Fig.2.20 demonstra um exemplo de utilização de um cimbra deste tipo numa ponte pedonal sobre o rio Reno, cujo arco possui um vão de 92 metros, na qual é possível verificar este a ser suportado por torres de escoramento que, no seu topo, irradiam até atingirem a parte inferior da cofragem do arco, enquanto, na zona central, onde se pretende manter um vão livre, estão dispostos sistemas de asnas que suportam o peso correspondente a esse troço.

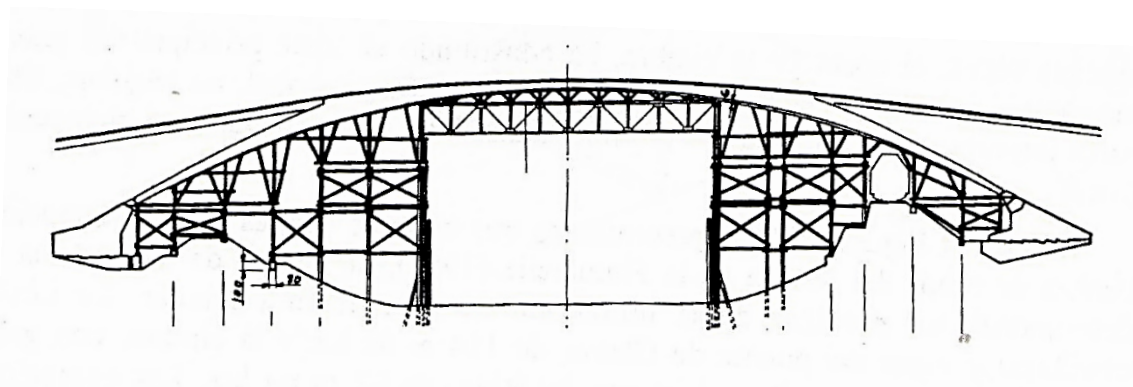


Fig.2.20 – Cimbra ao solo de uma ponte pedonal sobre o rio Reno [1].

Uma outra disposição clássica e engenhosa para os cimbres ao solo de pontes em arco foi utilizada na construção do arco do Viaduto Bisantis, anteriormente conhecido como Ponte de Fiumarella (Fig.2.21.). Tratou-se de um cimbra tubular notório, cuja estrutura de apoio foi constituída por cinco cavaletes de betão, três dos quais erguidos do fundo do vale até a uma altura de cerca de 30 metros, que no seu topo irradiavam “redes” de tubos metálicos que se estendiam, em altura, em mais de 60 metros, suportando diretamente a cofragem do arco.

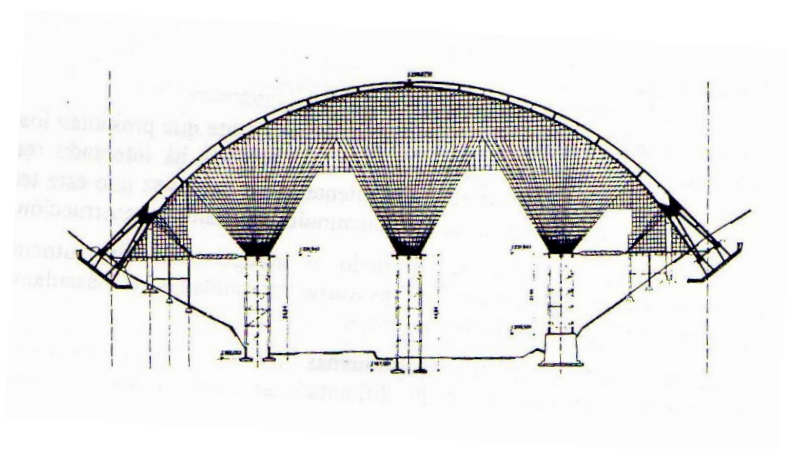
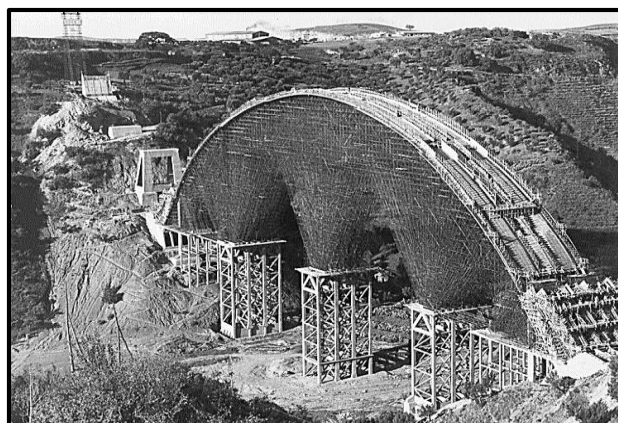


Fig.2.21. – Cimbres ao solo do Viaduto Fausto Bisantis, anteriormente conhecido como Ponte de Fiumarella, da autoria de Riccardo Morandi, vão de 231 metros, situa-se na comuna de Catanzaro em Itália e foi inaugurada em 1962 [1].

As operações de descimbramento destas pontes foram bastante complexas, no sentido em que as flechas no cimbres, devidas ao peso próprio do arco, eram relativamente elevadas e, portanto, foi necessário recorrer à interposição de macacos hidráulicos que permitissem realizar a remoção do cimbres com maior facilidade e segurança, sem introduzir esforços no arco ao fazê-lo.

Uma disposição similar à anterior foi utilizada na construção da Ponte da Foz do Rio Sousa, ponte da autoria de Edgar Cardoso. A construção do arco foi levada a cabo utilizando-se um cimbres de madeira de apoios intermédios, constituído por cinco cambotas principais na direção transversal, que na parte superior irradiavam, perfazendo um total de doze cambotas ao nível do arco.

“O arco foi betonado segundo um plano previamente elaborado, de forma a não se produzirem tensões apreciáveis nos seus diferentes troços, provenientes do seu funcionamento como viga antes de se proceder ao fecho do arco.

As juntas entre aduelas, uma vez totalmente executadas, foram refechadas, com a exceção das juntas correspondentes às zonas de fecho e das nascenças, onde se dispuseram articulações provisórias, de chumbo, do tipo rolante.

O descimbramento fez-se por meio de cunhas de madeira e em duas fases:

1ª Fase - Com o arco articulado, aliviaram-se três das cinco cambotas do cimbres, primeiro a cambota central e depois as duas extremas;

2ª Fase – Esta fase foi iniciada depois de se terem betonado as zonas de fecho e dos arranques, o que tornou o arco encastrado, e teve por finalidade aliviar as duas restantes cambotas situadas sob as almas do arco.” [2]

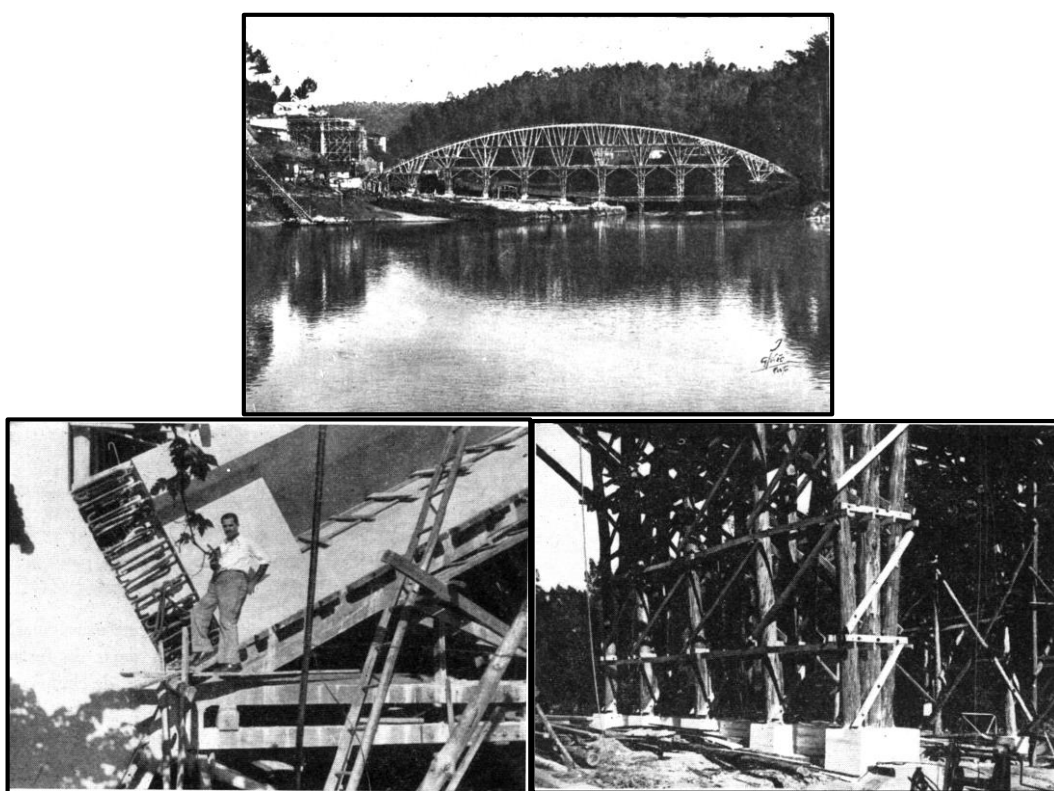


Fig.2.22. – Cimbres de madeira da Ponte da Foz do Rio Sousa. Em cima, visão geral; em baixo à esquerda, pormenor das cambotas transversais; à direita, pormenor do cimbres num dos arranques do arco.

Para evitar por completo o apoio do cimbres no solo ao longo do vão do arco na aplicação deste método construtivo, foi criada, ainda no século XX, uma disposição, bastante eficiente, que consiste na construção de um arco provisório, metálico ou de madeira, no qual estão inseridos os elementos de cofragem e a partir do qual o betão é suportado durante e após a betonagem. Esta disposição requer a introdução de macacos hidráulicos nos arranques do cimbres ou de cilindros mecânicos junto ao seu fecho, de maneira a ser possível proceder à remoção do cimbres através da criação de um mecanismo estrutural que se desenvolva de forma a garantir um desapego apropriado do cimbres ao betão endurecido.

Foi este modelo que foi utilizado por Edgar Cardoso na construção do arco da Ponte da Arrábida (Fig.2.23.).

O cimbre, constituído por três arcos metálicos, designados por “costelas”, afastados de 5 metros, de 2200 toneladas no total, vão de 258 metros, flecha de 50 metros, ligados entre si por elementos de contraventamento longitudinais situados nos planos de extra e intradorso e por elementos de contraventamento transversais de ligação das três “costelas”, foi materializado, a partir dos arranques, por oito troços em consola que, por sua vez, foram transportados e elevados em fases com recurso a *gruas-derrick* (pequenas estruturas móveis com a funcionalidade de uma grua, que se deslocam no topo do arco), e ainda por um tramo central de fecho. O cimbre encontrava-se também apoiado em pórticos provisórios instalados junto às margens. Recorreu-se ao atirantamento por cabos provisórios no quinto e sétimo troço em consola que, por sua vez, eram tracionados e ancorados no tabuleiro. O tramo central de fecho do cimbre foi construído no solo, transportado por embarcações até à sua posição de colocação e de seguida elevado por fases (cada elevação exigia longos intervalos para fiscalização, correção e mudanças na aparelhagem) com o auxílio de dois macacos hidráulicos com uma capacidade portadora individual de 100 toneladas, colocados um em cada tramo do cimbre já construído [4].

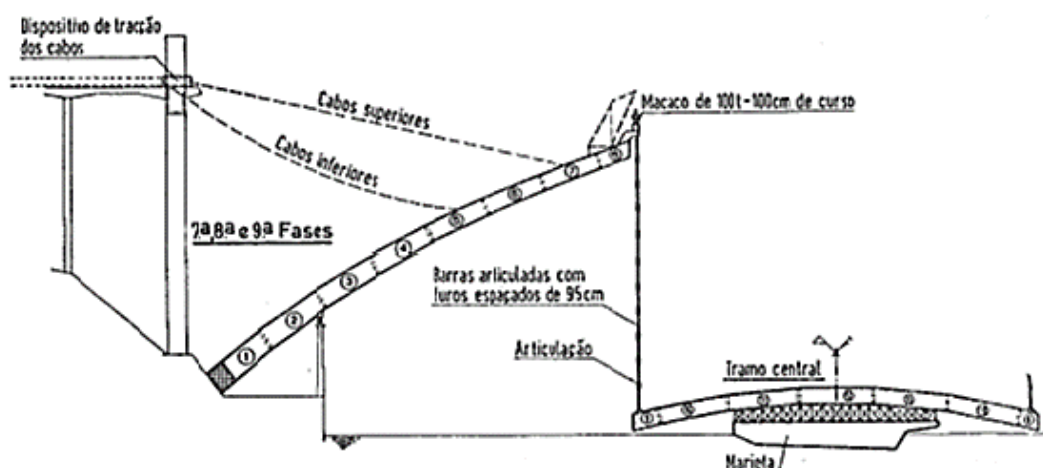


Fig.2.23. – Esquema do processo construtivo do cimbre da Ponte da Arrábida.



Para se proceder ao descimbramento, foram colocados simultaneamente, junto a cada arranque do cimbre, dois macacos hidráulicos (um em cada arranque) com uma capacidade portadora individual de 350 toneladas, e efetuou-se o rebaixamento do cimbre em 40 centímetros. Durante esta fase, uma preocupação inerente seria a de ocorrer colagem do betão do arco ao cimbre, pelo que estas operações foram realizadas de forma muito lenta e controlada. No final da construção do primeiro arco, fez-se uma ripagem do cimbre para se proceder à construção do segundo arco [4].

### 2.3.2. AVANÇOS SUCESSIVOS

Claramente o método que mais propulsionou e revolucionou a construção de pontes em arco, este processo baseia-se na utilização de carros de avanço que contêm e suportam as cofragens, que por sua vez são ajustáveis para diferentes comprimentos dos troços – denominados de aduelas –, altura de secção, espessura de almas e largura do tabuleiro, e vão avançando a construção, apoiando-se e “deslizando” sobre as aduelas, conforme se verifique o ganho de presa desses elementos. As aduelas podem ser realizadas “*in situ*” ou resultantes de pré-fabrico. A utilização deste método é aconselhada para vãos entre 60 a 300 metros no caso de realização “*in situ*” e entre 60 a 120 metros no caso de realização pré-fabricada [2].

As pontes em arco com tabuleiro superior podem ser construídas por avanços sucessivos, simétrica ou assimetricamente, iniciando a sua construção por consolas encastradas nos encontros e recorrendo ao atirantamento das aduelas a partir de torres provisórias construídas sobre os pilares extremos do arco, implicando que se execute o tabuleiro de acesso até esse ponto, ou a partir de estruturas treliçadas formadas a partir da introdução de tirantes entre os troços do arco e o tabuleiro, implicando uma construção simultânea do arco e tabuleiro. Estes sistemas provisórios suportam o arco até ao seu fecho, sendo posteriormente removidos.<sup>4</sup>

A recorrência aos tirantes provisórios contribui substancialmente para reduzir, de forma eficiente, os momentos fletores instalados nos troços faseados do arco, devidos aos seus pesos próprios, e permitir um melhor controlo geométrico das suas partes durante o processo construtivo.

“A principal vantagem deste processo é a ausência de cimbres e escoramentos, libertando assim todo o espaço debaixo da ponte. Este processo é particularmente útil em obras com pilares altos e atravessando vales largos e profundos, onde o escoramento é oneroso e em obras sobre rios com correntes fortes e variáveis, onde o escoramento pode ser perigoso. Por vezes, também é utilizado em zonas urbanas, em locais onde a altura útil sob a obra é reduzida e a utilização de vigas de lançamento não se torna prática devido à grande dimensão dos elementos que as constituem. Existem outras vantagens como a utilização de poucas cofragens e o seu aproveitamento ao longo de toda a obra, bom rendimento da mão-de-obra devido à mecanização do processo e possibilidade de acelerar o processo utilizando diversas frentes de trabalho.

Devido ao grau de dificuldade inerente a este processo construtivo, uma das principais desvantagens é a grande capacidade técnica exigida ao empreiteiro responsável pela obra. A meticulosidade da operação de avanço da cofragem e o rigor exigido no controlo geométrico da obra são dois bons exemplos da necessidade de um elevado nível de preparação.” [2].

---

<sup>4</sup> No item 2.4 deste trabalho, estes sistemas de atirantamento provisório serão analisados com maior rigor e detalhe, pelo que se dispensará tal tarefa no item presente.

## Desenvolvimento do Processo Construtivo

O processo construtivo, como foi referido atrás, pode desenvolver-se de duas formas:<sup>5</sup>

- Construir em primeiro lugar o arco e, uma vez terminado, construir o tabuleiro;
- Construir o arco e o tabuleiro simultaneamente.

Quando o arco é executado em primeiro lugar, pode proceder-se à execução do tabuleiro a partir de um cimbre apoiado no arco ou a partir de um cimbre auto-lançável (quando os vãos entre os pilares do arco são adequados para tal – entre 30 a 60 metros), este último na condição de os pilares serem concluídos previamente à fase de execução do tabuleiro, ou então serem construídos em concordância com o avanço da construção do tabuleiro. Note-se também que, neste caso, é necessário ter em conta o carregamento parcial do arco durante a fase de execução do tabuleiro que, devido à sua assimetria, poderá produzir as maiores ações anti-funculares no arco e, portanto, as maiores flexões no mesmo. Para colmatar esta situação deve-se, sempre que possível, executar o tabuleiro a partir dos dois lados do arco, simultaneamente, de forma a reduzir ao máximo as assimetrias de carga produzidas.

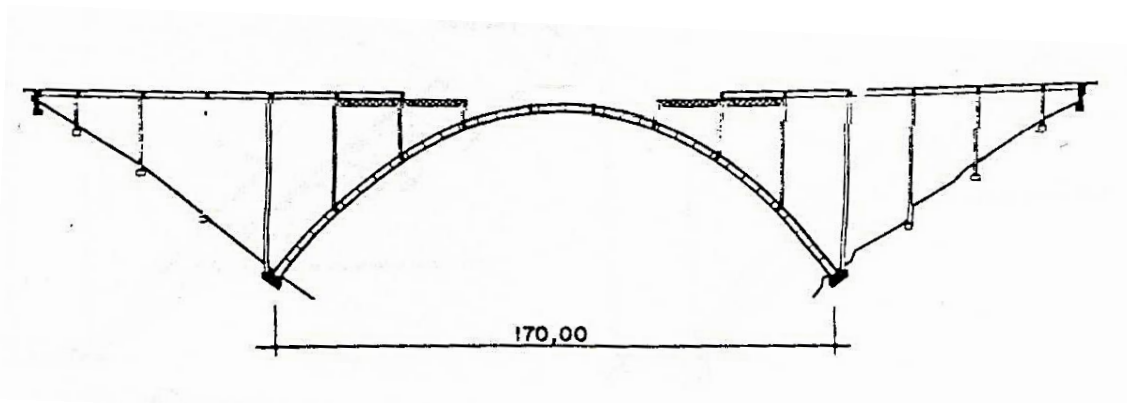


Fig.2.24 – Construção do tabuleiro, posteriormente à construção do arco por avanços sucessivos, com recurso a cimbramentos auto-lançáveis.

Outro método alternativo para construir o tabuleiro após a execução do arco é através do método dos deslocamentos sucessivos, aplicável, desejavelmente, para uma gama de vãos entre os pilares do arco de 30 a 50 metros. No entanto, ao “empurrar” o tabuleiro sobre o arco, provoca-se neste último uma assimetria de cargas considerável pelo que, por vezes, é essencial a colocação de pesos sobre/sob o arco no lado oposto ao lado de avanço do tabuleiro, para tentar reduzir ao máximo a assimetria de cargas (Fig.2.25). Idealmente, utiliza-se este método apenas quando é conferida ao arco a rigidez predominante da estrutura, ou seja, quando se está perante uma tipologia clássica de arco rígido, ou, em alternativa, quando se procede a realização de um tabuleiro leve (metálico ou misto, por exemplo) que não introduza cargas muito elevadas no arco durante o seu “empurre” [1].

<sup>5</sup> Como é lógico, quando se refere a construção do arco, neste item, está implícita a aplicação do método dos avanços sucessivos para tal. Por outro lado, para a construção do tabuleiro, nestas condições, apresenta-se uma variedade de métodos construtivos aplicáveis e discute-se a sua aplicabilidade.

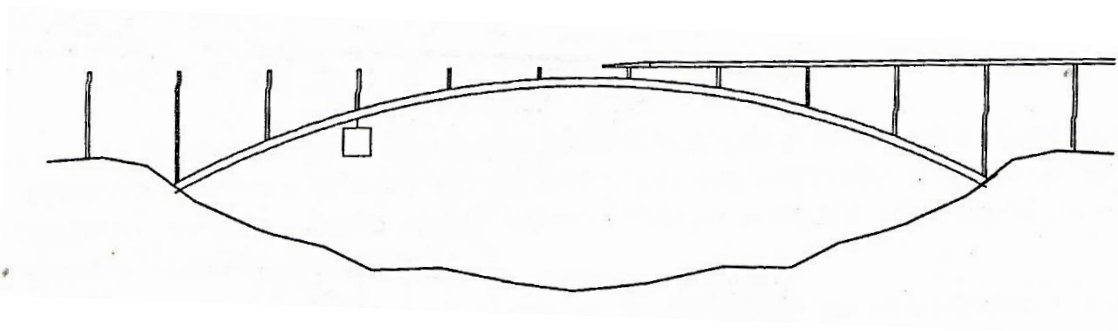


Fig.2.25. – Construção do tabuleiro, posteriormente à construção do arco por avanços sucessivos, através do método dos deslocamentos sucessivos, utilizando pesos no lado oposto ao do avanço do tabuleiro.

Por vezes, é também adotada uma alternativa para a construção do arco em avanços sucessivos que consiste na introdução de apoios provisórios sob o arco, que permitam a colocação, sobre esses, das torres de atirantamento que, por sua vez, realizam o atirantamento provisório. Esta disposição retira a necessidade de se construir o tabuleiro até ao início do arco para suportar as torres, como acontece no procedimento clássico, o que se traduz na possibilidade de executar o tabuleiro de um extremo da ponte ao outro, sem interrupções, o que é favorável para a estrutura em termos de efeitos reológicos do betão, como a retração, pois estes passam a manifestarem-se de um modo mais uniforme. Em adição, evita-se a necessidade de ancorar os tirantes do sistema de atirantamento provisório nas fundações dos pilares intermédios do tabuleiro de acesso (caso existam), procedendo à referida ancoragem nas fundações do arranque do próprio arco, como se pode compreender a partir da Fig.2.26. Porém, a desvantagem desta abordagem consiste, obviamente, na necessidade de se construírem pilares intermédios provisórios, o que pode ser uma tarefa de difícil execução ou até mesmo revelar-se uma impossibilidade em certos casos [1].

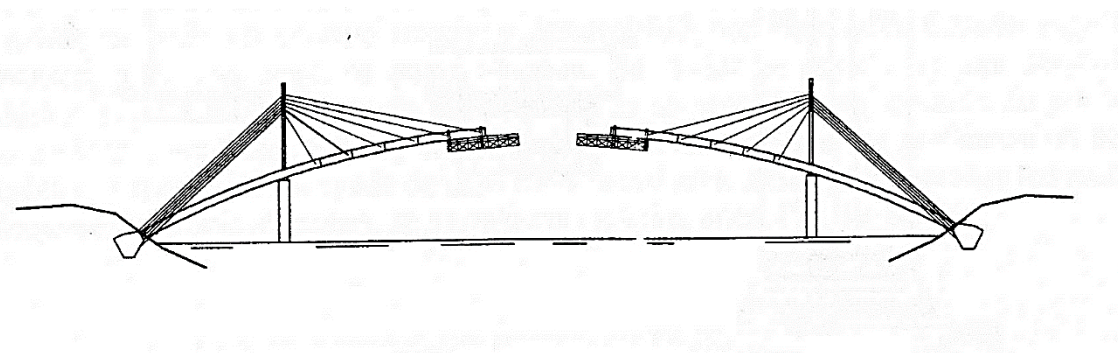


Fig.2.26. – Construção do arco por avanços sucessivos recorrendo a um sistema de atirantamento com torres provisórias instaladas sobre pilares provisórios intermédios.

A construção simultânea do arco e do tabuleiro, como foi referido atrás, é essencial quando se pretende formar um sistema triangular provisório. Neste sistema, o arco e o tabuleiro constituem os banzos inferior e superior, respetivamente, ligados por tirantes diagonais que asseguram uma distribuição de esforços mais otimizada entre os dois. Os montantes do arco, por sua vez, fecham e concluem o sistema triangular. Nos vãos entre os montantes mais próximos dos arranques do arco, e portanto, mais próximos

do solo, dispõem-se tirantes de retenção, que são ancorados nos maciços de fundação dos pilares intermédios do tabuleiro de acesso ao arco. O tabuleiro é normalmente executado através de um cimbre auto-lançável e o seu progresso construtivo é atrasado apenas de um vão (entre montantes do arco) em relação ao avanço da construção do arco, para que seja possível a montagem e a disposição do sistema treliçado provisório.

Este processo é relativamente recente, tendo sido aplicado pela primeira vez em 1978 na construção da Hokawatsu Bridge (Fig.2.27.), no Japão, e desde então, tem sido aplicado por todo o mundo, incluindo na construção da Ponte do Infante D. Henrique, no Porto, e também, por exemplo, na construção do Viaduto Ferroviário de Alta Velocidade sobre o Rio Ulla, em Espanha.



Fig.2.27. – Construção da Hokawatsu Bridge, no Japão (1978). Arco construído simetricamente em avanços sucessivos e tabuleiro construído a partir de um cimbre auto-lançável. Exemplo de um sistema de triangulação provisório.

### 2.3.3. BASCULAÇÃO VERTICAL

O conceito de construção de uma ponte a partir de uma basculação vertical dos seus elementos foi inicialmente introduzido e aplicado, no século XX, pelo engenheiro italiano Riccardo Morandi. Desde então, tem-se observado várias aplicações deste método na construção de pontes em todo o mundo, principalmente na construção de pontes em arco [1].

O princípio deste método construtivo consiste na execução do arco em duas metades, individualmente, a partir de um carro de avanço que vai progredindo a construção verticalmente ou num plano inclinado, até se obterem os dois semi-arcos, como se tratasse de uma construção com cofragens deslizantes. Durante este processo, os semi-arcos encontram-se articulados provisoriamente na base, através de um mecanismo de basculação – efetivamente, o sistema preponderante deste método construtivo - que permite tal configuração adotando a funcionalidade de uma rótula. Eventualmente, criam-se apoios provisórios constituídos por elementos rígidos que “prendem” os semi-arcos ao nível do tabuleiro/pilar do tabuleiro (caso o tabuleiro não esteja ainda executado) e da articulação, de forma a assegurar a estabilidade dos mesmos. Finalizados os semi-arcos, ou seja, aquando da atuação da “gravidade inicial” na estrutura integral, procede-se à basculação dos mesmos, desativando-se os apoios provisórios que os “prendiam” e recorrendo-se a sistemas de atirantamento provisório que vão regulando a sua descida,

efetivamente a partir do momento em que os semi-arcos passem a posição inicial do seu centro de gravidade, que, ao longo da basculação, vai naturalmente sendo alterada. A partir desse momento, o movimento passa a ser inteiramente controlado pelo sistema de atirantamento. Os tirantes provisórios podem ser ancorados no solo, no tabuleiro, em torres provisórias ou na cabeça dos pilares do tabuleiro de acesso ao arco, conforme a sua adequabilidade ao caso em questão, ou seja, face à configuração topográfica do local e/ou à configuração da própria estrutura. Com o recurso a instrumentos topográficos, a basculação desenvolve-se até o semi-arco atingir a sua posição final pretendida. Este procedimento desenvolve-se posteriormente, de forma análoga, para a segunda metade do arco ou então de forma simultânea para os dois semi-arcos, dependendo das condicionantes topográficas e construtivas do projeto. Finalmente, terminado o processo basculativo, procede-se à união de ambos os semi-arcos através de uma betonagem de fecho, totalizando, deste modo, o arco final, e à betonagem dos arranques do arco, conferindo-lhes, deste modo, um encastramento definitivo.

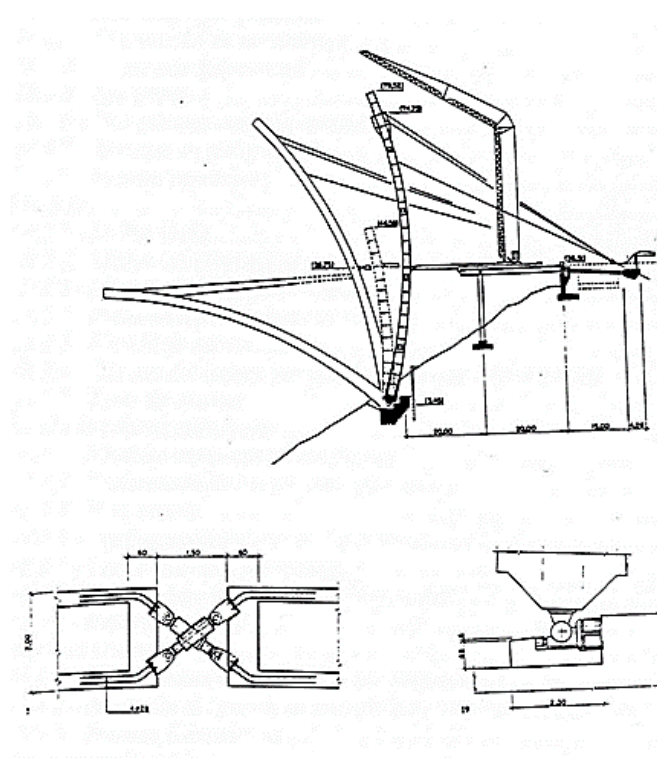


Fig.2.28. – Em cima, esquema da operação de basculação; em baixo à esquerda, pormenor da união dos semi-arcos; em baixo à direita, pormenor da articulação na base dos semi-arcos [1].

É também de referir que, dada a complexidade do movimento de basculação, as cargas dinâmicas solicitantes nos semi-arcos tornam-se superiores às cargas estáticas a que estão sujeitos (peso próprio) e, portanto, devem ser tomadas providências para controlar tal efeito, pelo que é usual fixarem-se condições para evitar adversidades na obra, como por exemplo, levar a cabo o processo construtivo apenas quando a ação do vento, no local, é relativamente ligeira [2].

A contemplação da utilização deste método, dada a sua natureza complexa e de alto risco, deve ser necessariamente acompanhada de uma análise operacional de risco [2].

De forma a tornar mais perceptível e compreensível o desempenho do sistema de atirantamento no processo de basculação, toma-se o exemplo do Viaduto de O Eixo, situado no eixo Ourense – Santiago, na linha ferroviária de alta velocidade do sentido Norte – Noroeste, em Espanha.

Nesta obra, foram realizados, em primeiro lugar, os pilares. O arco foi realizado a partir de um processo de basculação vertical, composto por duas metades simétricas que foram construídas praticamente na vertical sobre uma rótula na base e estabilizados por apoios provisórios, constituídos por barras dywidag e escoras tubulares, colocados junto à rótula e aos pilares adjacentes. O sistema de atirantamento foi constituído por cabos de descida que ligavam o semi-arco à cabeça do pilar, cabos de retenção que ligavam a cabeça do pilar ao maciço de fundação do pilar mais próximo, onde eram ancorados, para compensar os esforços criados no pilar durante a descida do semi-arco. Foram ainda dispostos cabos auxiliares que ligavam o semi-arco à base do pilar do lado oposto. Todos estes cabos, numa das extremidades, foram dotados de macacos hidráulicos responsáveis pelo tensionamento dos mesmos à medida que o processo de basculação se desenrolava [5].

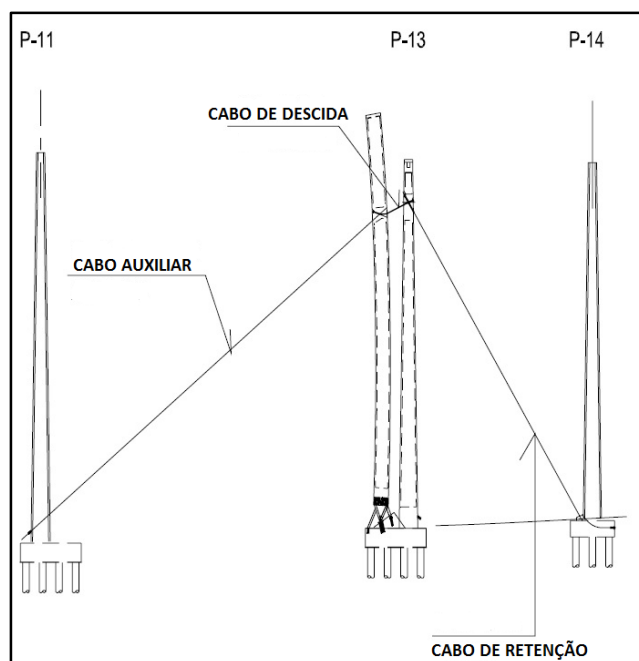


Fig.2.29. – Esquema do sistema de atirantamento no processo de basculação do Viaduto O Eixo, em Espanha [5].

Na primeira fase do processo de basculação foram tensionados os cabos de retenção, deixando soltos os cabos de descida. As barras dywidag foram desenroscadas de forma a introduzir uma folga de 5 centímetros entre o pilar e o semi-arco. Desta forma, o movimento induzido no pilar pelo esticamento dos cabos de retenção não afetou o semi-arco. De seguida, efetuou-se o tensionamento simultâneo dos cabos de descida e dos cabos auxiliares e, quando a tensão nos cabos de descida atingiu o valor das 200 toneladas de força, procedeu-se à remoção das barras dywidag e escoras tubulares que constituíam os apoios provisórios do semi-arco. A partir de tal momento, a estabilidade do semi-arco era apenas regulada pelo sistema de atirantamento.

Posteriormente, efetuou-se a descida do semi-arco, atuando, alternadamente, sobre os cabos de descida e auxiliares, fazendo com que a tensão instalada nos mesmos aumentasse progressivamente. A



componente do peso do semi-arco, devido à alteração progressiva do centro de gravidade do mesmo, contribuía também para um aumento da tensão instalada nos cabos de descida, assim como as transferências de forças entre estes e os cabos auxiliares, pois estes últimos estavam a ser relaxados à medida que o semi-arco descia até se atingir a fase em que estariam completamente relaxados e seriam então removidos. Ora, tal incremento originou, consequentemente, deformações na cabeça do pilar e, portanto, um aumento de tensão nos cabos de retenção. Eventualmente, as deformações na cabeça do pilar atingiram ordens de grandeza que levaram à ocorrência de fissuração neste elemento, altura na qual se procedeu ao tensionamento dos cabos de retenção de forma a compensar tal efeito [5].

Nas fases seguintes, continuou-se com a atuação progressiva sobre os tirantes de descida, que continuavam a controlar a descida do semi-arco, até este atingir a sua posição definitiva. O procedimento repetiu-se, de forma análoga, para o segundo semi-arco.

Todo este processo foi regulado com instrumentos topográficos de medição posicional.

Finalizado o posicionamento definitivo dos semi-arcos, procedeu-se à união das duas metades a partir de uma betonagem de fecho e garantiu-se um encastramento dos arranques do arco através da betonagem dos mesmos. Numa fase posterior, executou-se o tabuleiro através de um cembre auto-lançável e utilizaram-se barras rígidas MKY, ancoradas passivamente no fecho do arco e estendidas até à face superior do tabuleiro, para garantir também a ligação monolítica do arco ao tabuleiro [5].

#### 2.3.4. EREÇÃO DO ARCO ATRAVÉS DA MONTAGEM DE ELEMENTOS PRÉ-FABRICADOS

Este método construtivo, nas pontes em arco, aplica-se sobretudo quando o material utilizado para a construção do arco é o aço.

Por se tratar de uma estrutura metálica, o arco é pré-fabricado em segmentos que são posteriormente transportados para o local da obra e, com recurso a *gruas-derrick* (Fig.2.30.) que se movimentam a partir dos arranques, são colocados e montados na sua posição final.



Fig.2.30. – Exemplos de *gruas-derrick*.

Este procedimento pode ser efetuado de inúmeras formas, sendo de seguida apresentadas algumas das principais:

- Através da utilização de um sistema de atirantamento provisório formado a partir da instalação de torres provisórias sobre o solo ou sobre os pilares mais próximos do arco, ou, por triangulação

com o tabuleiro. Este sistema providencia suporte ao arco à medida que os segmentos que o formam vão sendo montados pelas *gruas-derrick*, formando consolas (Fig.2.31.);

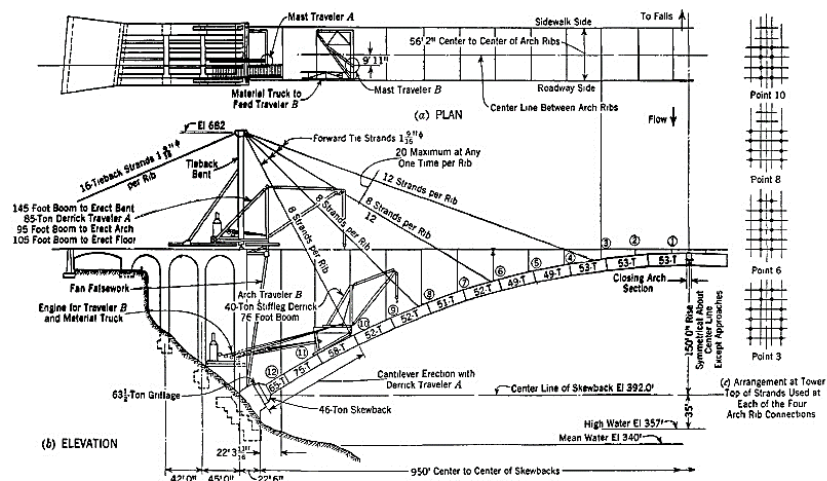


Fig.2.31. – Esquema da construção do arco metálico da Rainbow Arch Bridge [6].

- Através da instalação de gruas de cabos suspensos dotadas de elementos deslizantes sobre os cabos, que transportam e baixam os segmentos. Estas gruas são colocadas numa posição anterior ao arco, sobre o solo ou sobre os pilares (Fig.2.32.).

Utiliza-se, de igual forma, um sistema de atirantamento provisório para suportar a ereção do arco em consola, cuja disposição está sujeita às mesmas condições que foram apontadas no ponto anterior.

Esta solução é talvez a mais adequada para vãos muito grandes (> 300 metros); [6]

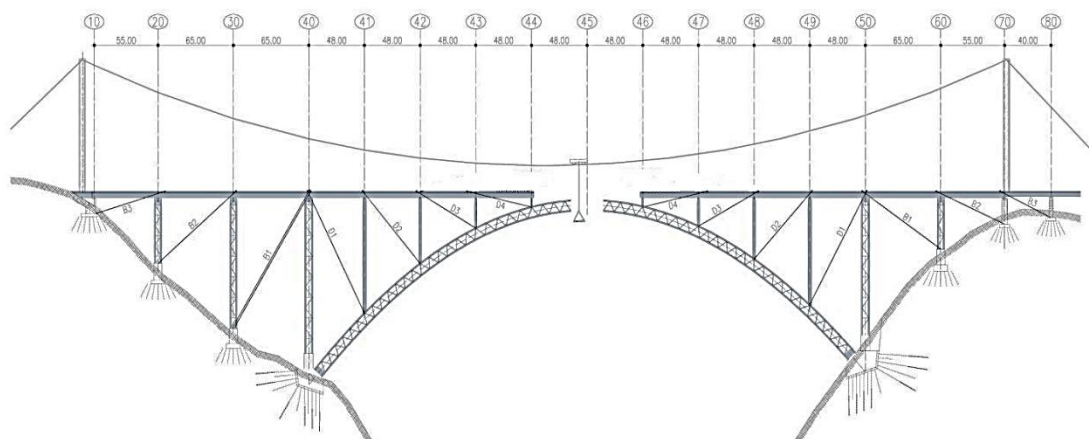


Fig.2.32. – Esquema da construção do arco da Chenab Bridge a partir de gruas de cabos suspensos.



- Através da colocação de torres de escoramento individuais situadas ao longo do vão do arco com um determinado espaçamento, que vão apoiando a consola de formação do arco, que por sua vez é montada com o recurso a *gruas-derrick* (Fig.2.33).

Este método deixa de ser aplicável quando se trata de vencer um rio com correntes fortes ou em que os níveis de água são de uma profundidade elevada. Adicionalmente, tem de ser ter em consideração que, se for necessário garantir um determinado vão livre para a passagem de embarcações, a aplicação deste método pode exigir troços em consola muito extensos, provocando grandes esforços nos elementos do arco, ou pode até mesmo constituir uma impossibilidade.

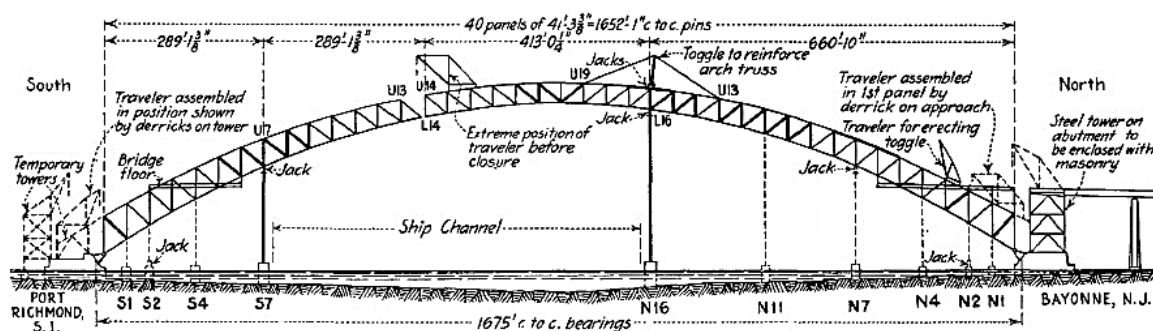


Fig.2.33. – Esquema da construção do arco metálico da Bayonne Bridge [6].

- Por último, pode-se proceder à construção de certos troços do arco junto ao local da obra e transportá-lo até à sua posição da colocação, onde posteriormente, com recurso a macacos hidráulicos de grande potência, situados sobre os troços do arco já executados (através da aplicação de qualquer dos métodos referidos anteriormente), se procede à sua elevação e, em seguida, à ligação do elemento com os restantes troços já executados. Este procedimento foi utilizado na montagem do cimbrio do arco da Ponte da Arrábida, analisada no item correspondente à construção com utilização de cimbres ao solo.

Tal como no método da basculação vertical, este procedimento deve ser realizado com imensa cautela e controlo, sendo necessária uma avaliação de risco operacional (AOR) em fase de projeto. Igualmente, as cargas dinâmicas solicitantes nos elementos, durante a sua elevação, tornam-se superiores às cargas estáticas a que estão sujeitas (peso próprio) e, portanto, devem ser tomadas as devidas providências, pelo que é usual fixarem-se condições para evitar adversidades na obra, como por exemplo, levar a cabo o processo construtivo apenas quando a ação do vento, no local, é relativamente ligeira.

## 2.4. SISTEMAS DE TIRANTES PROVISÓRIOS COM APLICAÇÃO NAS PONTES EM ARCO

### 2.4.1. NOÇÕES BÁSICAS E PRINCIPAIS CONSTITUINTES

Desde o início, o princípio da utilização de cabos como elementos de suporte de uma estrutura tem sido direcionado tanto para uma vertente definitiva - estando integradas neste domínio as pontes atirantadas e as pontes suspensas - como também para um contexto provisório, em que tais elementos auxiliam de forma preponderante o processo construtivo, sendo a sua utilização, em muitos casos, praticamente imprescindível.

Como foi exposto anteriormente no item correspondente à construção por avanços sucessivos, associados às pontes em arco estão dois tipos de sistemas de tirantes provisórios: o sistema de atirantamento clássico e o sistema de triangulação.

Os tirantes provisórios utilizados nestes sistemas são materializados por cabos de pré-esforço constituídos por vários cordões, em regime de Barra Ativa. Ou seja, são elementos nos quais é possível introduzir e ajustar uma determinada força. Esses ajustes são impostos de forma a melhorar o comportamento da estrutura, em cada fase construtiva, em relação aos seus movimentos deformacionais e/ou aos esforços que se instalam nos seus elementos. A determinação analítica das forças de ajuste de um sistema hiperestático faz-se tendo em conta um conjunto de requisitos que se pretende que a estrutura cumpra, recorrendo sempre à matriz de influência dos esforços axiais das barras ativas. O conceito de matriz de influência será abordado no item 2.5.2.

Os cabos são dotados de uma extremidade ativa e de uma extremidade passiva. A extremidade ativa corresponde à extremidade onde se instalam os macacos hidráulicos para que, posteriormente, se possam introduzir as forças de correção nos cabos, enquanto a extremidade passiva limita-se apenas a assegurar a transmissão de cargas ao elemento a que está ligada, através de uma estrutura de transferência que se encontra entre os cabos e o elemento. Normalmente, a escolha da extremidade ativa é efetuada de acordo com a facilidade de acesso ao local devido à necessidade de instalação dos macacos hidráulicos, pelo que é desejável dispor tal extremidade em locais de fácil acesso, tendo sempre em conta o tipo de sistema de atirantamento utilizado.



Figura 2.34. – À esquerda, macaco hidráulico de tensionamento numa extremidade ativa; à direita, exemplo de uma estrutura de transferência numa extremidade passiva [7].

Muitas vezes, nas extremidades passivas, são ainda colocadas células de carga que medem, em tempo real, a tensão instalada nos tirantes (Fig.2.35.), de forma a controlar as variações de tensão que ocorrem nesses elementos, durante todo o processo construtivo.



Fig.2.35. – Célula de carga instalada na extremidade passiva de um tirante provisório [7].

Convém também notar que, quando os tirantes são formados por vários cabos, dispostos paralelamente entre si, as operações de tensionamento e “destensionamento” desses tirantes devem ser efetuadas em simultâneo, para evitar a introdução de efeitos torsionais na estrutura.

#### 2.4.2. SISTEMA DE ATIRANTAMENTO CLÁSSICO

Este sistema implica a construção do arco em primeiro lugar, seguida da construção do tabuleiro sobre o arco. Elementarmente, consiste na utilização de **tirantes de suspensão** que “prendem” os segmentos do arco a torres provisórias, instaladas no topo do tabuleiro de acesso, ou, caso seja necessário, no solo, e de **tirantes de retenção** que, como o próprio nome indica, retêm o sistema torre-tirantes de suspensão-arco num ponto de fixação. A escolha de tal ponto depende, em grande parte, da esbelteza do tabuleiro e, portanto, da sua rigidez axial. Se esta for relativamente reduzida, opta-se por ancorar os tirantes de retenção no solo, eliminando, deste modo, a contribuição axial do tabuleiro para o equilíbrio do sistema. Por outro lado, se a rigidez axial do tabuleiro for significativa, torna-se possível a ancoragem dos tirantes de retenção no tabuleiro, sobre o alinhamento dos pilares, para que a componente vertical do esforço axial dos tirantes seja recebida por estes, evitando flexões indesejadas no tabuleiro, que ocorreriam caso os tirantes fossem ancorados em qualquer ponto intermédio dos vãos.

Para os casos em que se pretende aproveitar a rigidez axial do tabuleiro, é necessário, em primeiro lugar, proceder a uma fixação horizontal provisória dos encontros, para que a rigidez axial do tabuleiro possa ser solicitada. Finalizada a construção do arco, essa fixação é de imediato “desativada” para permitir, ao longo de todo o processo construtivo restante, o alongamento/encurtamento do tabuleiro causado pelas deformações impostas e variações de temperatura.



Fig.2.36. – Sistema de atirantamento clássico na construção da Mike O'Callaghan–Pat Tillman Memorial Bridge, Arizona, EUA.

Refira-se ainda que, para a aplicação deste tipo de sistema de atirantamento, é fundamentalmente essencial garantir uma ancoragem adequada dos tirantes provisórios pois a estabilidade do arco, durante a fase construtiva, depende fortemente da própria estabilidade destes elementos.

Em contrapartida, a utilização do sistema de atirantamento clássico apresenta algumas desvantagens do ponto de vista estrutural, na medida em que o arco, neste sistema, constitui apenas um “peso morto” que se destina a ser suportado pelos tirantes, não desempenhando qualquer função estrutural ao longo do faseamento construtivo, o que leva a que não haja um aproveitamento ideal dos materiais durante esse processo, nem se faça uso dos elementos estruturais construídos até ao momento para auxiliar a realização do processo construtivo restante. Outra desvantagem associada a este sistema é a complexidade na análise das redistribuições hiperestáticas, redistribuições essas causadas por efeitos térmicos entre o tabuleiro e os tirantes e que, por sua vez, providenciam incertezas na determinação de esforços e tensões instaladas no tabuleiro [1].



### 2.4.3. SISTEMA DE TRIANGULAÇÃO

O sistema de triangulação, por sua vez, implica a construção simultânea do arco e do tabuleiro e consiste na criação de um sistema treliçado, constituído por **diagonais** que ligam os segmentos do arco ao tabuleiro e por **tirantes de retenção** que “agarram” o tabuleiro aos maciços de fundação dos pilares mais próximos, para que as forças de tração geradas no tabuleiro sejam transportadas até ao solo onde são estabilizadas através de ancoragens inclinadas. Os montantes do arco fecham a triangulação, e a estrutura ganha a funcionalidade de uma viga de grande altura. Deste modo, o tabuleiro corresponde essencialmente ao banzo tracionado do sistema triangular e o arco corresponde ao banzo comprimido, como é idealmente desejado. “Constitui-se assim uma estrutura triangulada de altura considerável que possibilita a sua sustentação em consola até à materialização do fecho do arco” [2].

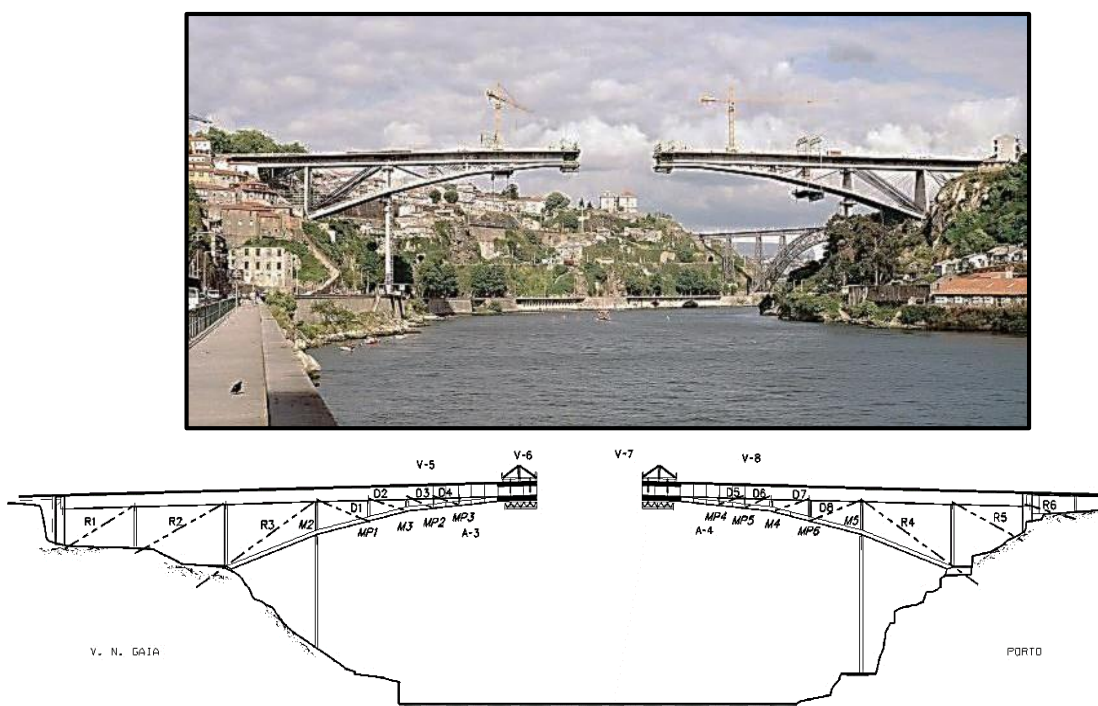


Fig.2.37. – Sistema de triangulação na construção da Ponte Infante D. Henrique, Porto, Portugal.

Um exemplo da utilização deste tipo de sistema é a Ponte Infante D. Henrique na cidade do Porto, que atravessa o Rio Douro e cria um elo de ligação entre a cidade do Porto e Vila Nova de Gaia (Fig.2.37.).

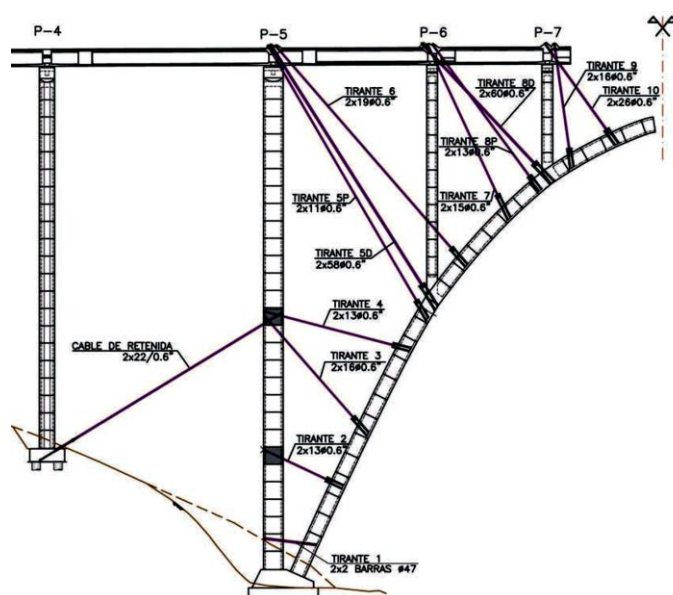


Fig.2.38. – Esquema do sistema de atirantamento provisório na construção do Viaduto sobre o Rio Ulla, em Espanha.

Este processo construtivo tem a vantagem de assegurar uma compressão gradual do arco de acordo com o avanço da construção, o que, para além de validar o seu funcionamento estrutural, permite, em fase construtiva, controlar e compensar o encurtamento elástico que este sofre e as deformações que lhe são induzidas pelos efeitos da retração e da fluência. Adicionalmente, os maciços de fundação do arco ficam também sujeitos a uma compressão gradual, o que se reflete num aumento do fator de segurança relativo à estabilidade do maciço. Isto verifica-se, de igual forma, para os elementos do arco (especialmente em arcos esbeltos) pois, ao contrário do que acontece no sistema de atirantamento clássico, a transferência de esforços para o arco, após a finalização da construção da estrutura e da retirada dos elementos provisórios, não se dá de uma forma “brusca”, quase repentina.

Além disso, a “viga treliça” construída por avanços sucessivos, constitui um sistema estruturalmente rígido, sendo, neste caso, totalmente aplicáveis as técnicas de correção das cofragens próprias dos tradicionais carros de avanços sucessivos em consola [2].

A aplicação do sistema de triangulação exige, naturalmente, que o tabuleiro da ponte possua uma rigidez considerável, de forma a suportar as solicitações axiais provenientes do aumento do peso atuante na estrutura, por sua vez resultante do avanço da construção do arco.

As forças nos cabos de retenção são ajustadas de maneira a que o maciço ao qual estão ligados, não esteja sujeito a esforços de flexão demasiado elevados, esforços esses resultantes da sua contribuição para equilibrar o esforço axial de tração proveniente do tabuleiro, que por sua vez é transmitido através dos cabos de retenção. Denote-se, ainda, que o funcionamento destes cabos está dependente da condição de a rigidez flexional do maciço ser superior à rigidez axial dos mesmos.

Por outro lado, nas diagonais provisórias, o ajuste das forças instaladas é efetuado, primordialmente, com o intuito de se controlar os esforços instalados no arco ao longo do faseamento construtivo da

estrutura ou, em alternativa, de forma a se proceder a um controlo geométrico do arco durante a sua construção, sendo o objetivo, neste caso, a imposição de uma posição final para o arco (e, portanto, uma flecha) que esteja em concordância com a disposição definida em projeto. Outra abordagem corrente é a de ajustar as forças instaladas nas diagonais de forma a diminuir os esforços de flexão instalados no tabuleiro durante a fase construtiva e, conseqüentemente, as deformações a que este se encontra sujeito nesse período. A diminuição dos esforços de flexão consiste em reduzir substancialmente os momentos fletores negativos no tabuleiro gerados durante as fases de execução em que este está disposto em consola, o que contribui para que seja evitada uma acumulação excessiva de flexões negativas sobre este elemento [2].

## **2.5. CONTROLO ESTRUTURAL NAS PONTES EM ARCO A PARTIR DA APLICAÇÃO DE TIRANTES PROVISÓRIOS (FASE CONSTRUTIVA)**

### **2.5.1. CONTROLO DE GEOMETRIA E DE ESFORÇOS INSTALADOS NA ESTRUTURA**

O estabelecimento dos critérios para a correção geométrica e controlo de esforços na estrutura assenta na necessidade do cumprimento das condições seguintes:

- Imposições geométricas teóricas do traçado da via rodoviária ou ferroviária, de acordo com o previsto em fase de projeto;
- Condições de resistência dos elementos relativamente ao seu funcionamento estrutural;
- Otimização do funcionamento da estrutura em condições de serviço.

Portanto, o controlo é realizado com o intuito de, em fase construtiva, se eliminarem deformações ou assegurar que estas são mantidas dentro de limites aceitáveis, assim como reduzir ao máximo os esforços instalados nos elementos em fase construtiva de maneira a que esses não sejam condicionantes para o funcionamento estrutural destes últimos, verificando, para isso, a segurança de cada elemento ao longo de cada fase de construção.

O conhecimento das matrizes de influência das barras ativas torna possível proceder a correções de esforços e deslocamentos nos elementos estruturais tendo em conta, também, os esforços que se instalam nos mesmos, resultantes de tais correções. Como se manifestam instantaneamente, as correções podem ser consideradas como ações instantâneas.

É também imprescindível salientar que para se proceder ao controlo geométrico e ao controlo de esforços nos elementos da estrutura, é essencial a utilização de dispositivos de monitorização internos e externos de modo a que seja possível obter informação relativa aos deslocamentos, extensões e curvaturas manifestadas nas várias secções de controlo, que são escolhidas estrategicamente de acordo com a evolução do processo construtivo. Deste modo, torna-se então possível caracterizar a resposta deformacional e tensional da estrutura ao longo de cada fase construtiva, introduzir tal resposta no modelo desenvolvido, corrigindo-o no processo e, conseqüentemente, calcular e aplicar as eventuais forças corretivas nos elementos provisórios da estrutura [2].

Convém também notar que este processo, hoje em dia, é realizado manualmente, sendo para isso necessário colocar técnicos especializados em cada zona de controlo, que procedam ao esticamento dos cabos, através de mecanismos hidráulicos, e que efetuem tal esticamento em simultâneo em todas as secções, de forma a prevenir a instalação de esforços excessivos numa determinada zona de controlo.

Adicionalmente, visto que se trata de um processo manual e não automático (e, portanto, mais limitado), a aplicação deste método implica a discretização de fases de atuação, ou seja, a escolha de determinados momentos do processo construtivo para os quais se realizará o processo de controlo. Naturalmente, as fases de atuação escolhidas serão sempre as fases mais preponderantes do processo construtivo.

Este método foi utilizado, por exemplo, na construção do arco da Ponte do Infante D. Henrique (Fig.2.37.).

## 2.5.2. MATRIZ DE INFLUÊNCIA DOS TIRANTES PROVISÓRIOS

A matriz de influência dos tirantes provisórios tem como finalidade avaliar a interação estrutural dos vários tirantes de uma dada estrutura e, portanto, consiste na quantificação, em forma matricial, de uma determinada quantidade estrutural (esforços ou deslocamentos) gerada nesses mesmos tirantes, quando se procede à execução de uma determinada solicitação sobre cada um deles, isoladamente. Por outras palavras, consiste na criação de uma matriz  $n \times n$ , sendo  $n$  o número de tirantes provisórios existentes na estrutura, que contém a quantificação do efeito, em termos de forças axiais ou deslocamentos, que a estrutura produz em todos os tirantes provisórios quando cada um desses elementos se encontra sujeito, de forma isolada, a uma determinada solicitação.

Esta matriz torna-se fundamental na determinação dos esforços instalados nos tirantes provisórios ao longo das várias fases construtivas e, como tal, imprescindível para a determinação das forças corretivas a aplicar nos mesmos para que se cumpram os requisitos desejados.

Para melhor compreensão deste conceito, tome-se o exemplo de seguida:

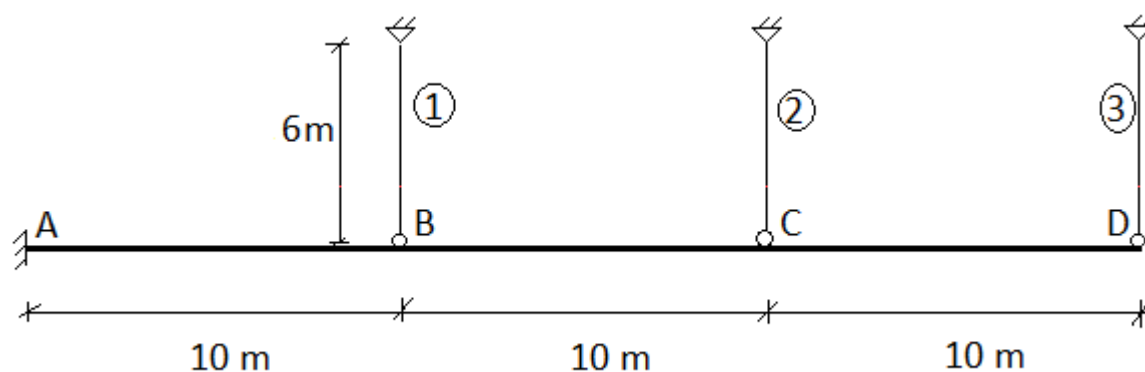


Fig.2.39 – Estrutura do exemplo.

A ilustração apresentada corresponde a uma estrutura três vezes hiperestática, constituída por uma viga contínua [ABCD] de 30 metros de comprimento cuja secção transversal é materializada através de um perfil metálico IPE 400. A viga é suportada superiormente por três tirantes iguais, ①, ② e ③, de 6 metros de comprimento, constituídos por uma secção metálica circular cheia de 2 centímetros de diâmetro. O aço utilizado é o S355.



Ora nestas condições, pretendendo caracterizar o efeito da interação conjunta dos tirantes, ou seja, obter a matriz de influência dos tirantes, procede-se, em primeiro lugar, à escolha da quantidade estrutural a analisar, isto é, esforços ou deslocamentos. Neste exemplo, serão calculadas as matrizes de influência para ambas as quantidades.

#### ▪ Matriz de Influência de Esforços dos Tirantes

Com o recurso ao *software Autodesk Robot Structural Analysis* e após a introdução do modelo geométrico da estrutura juntamente com a atribuição das respetivas secções transversais aos elementos do modelo, aplicam-se, **iterativamente e não em simultâneo**, encurtamentos unitários nos tirantes ①, ② e ③.

Com a imposição do encurtamento unitário no tirante ①, obtêm-se os seguintes esforços axiais nos tirantes<sup>6</sup>:

$$\textcircled{1} N = 808 \text{ KN} \quad \textcircled{2} N = -455,38 \text{ KN} \quad \textcircled{3} N = 116,36 \text{ KN}$$

De forma análoga, aplicando um encurtamento unitário no tirante ②:

$$\textcircled{1} N = -455,38 \text{ KN} \quad \textcircled{2} N = 448,98 \text{ KN} \quad \textcircled{3} N = -165,26 \text{ KN}$$

Para o tirante ③

$$\textcircled{1} N = 116,36 \text{ KN} \quad \textcircled{2} N = -165,26 \text{ KN} \quad \textcircled{3} N = 73,81 \text{ KN}$$

Ordenando estes valores em forma matricial, obtém-se:

$$E = \begin{bmatrix} 808 & -455,38 & 116,36 \\ -455,38 & 448,98 & -165,26 \\ 116,36 & -165,26 & 73,81 \end{bmatrix} [\text{KN}] \quad (2.1.)$$

A matriz  $E$  representa então a matriz de influência de esforços dos tirantes da estrutura.

#### ▪ Matriz de Influência de Deslocamentos dos Tirantes

O procedimento para o cálculo da matriz de influência de deslocamentos é exatamente igual ao da matriz de influência de esforços, porém em vez de se extraírem, como variável de saída, os valores das forças axiais instaladas nos tirantes causados pela imposição de um encurtamento unitário sobre cada tirante  $i$ ,

<sup>6</sup> A convenção de sinais dos esforços axiais segue a convenção clássica da Resistência dos Materiais, ou seja, sinal positivo para esforços de tração e sinal negativo para esforços de compressão.

extraem-se, ao invés, os valores dos deslocamentos verticais dos nós móveis de cada tirante. Neste exemplo, tais nós correspondem aos nós B, C e D.

Novamente com o recurso ao *software* de cálculo automático *Robot Structural Analysis*, retiram-se os seguintes resultados<sup>7</sup>:

- Encurtamento unitário imposto no tirante ①:

$$\textcircled{1} \delta = 0,9265156 \text{ m} \quad \textcircled{2} \delta = 0,0414145 \text{ m} \quad \textcircled{3} \delta = -0,0105824 \text{ m}$$

- Encurtamento unitário imposto no tirante ②:

$$\textcircled{1} \delta = 0,0414145 \text{ m} \quad \textcircled{2} \delta = 0,9591669 \text{ m} \quad \textcircled{3} \delta = 0,0150298 \text{ m}$$

- Encurtamento unitário imposto no tirante ③:

$$\textcircled{1} \delta = -0,0105824 \text{ m} \quad \textcircled{2} \delta = 0,0150298 \text{ m} \quad \textcircled{3} \delta = 0,993287 \text{ m}$$

Agrupando estes valores numa matriz, obtém-se:

$$D = \begin{bmatrix} 0,9265156 & 0,0414145 & -0,0105824 \\ 0,0414145 & 0,9591669 & 0,0150298 \\ -0,0105824 & 0,0150298 & 0,993287 \end{bmatrix} [\text{m}] \quad (2.2.)$$

A matriz D representa então a matriz de influência de deslocamentos dos tirantes da estrutura e está estabelecida para deslocamentos verticais medidos em metros.

**Nota:** A matriz de influência dos tirantes provisórios não tem necessariamente de ser construída apenas em função dos esforços e deslocamentos obtidos nos nós dos alinhamentos dos tirantes. Aliás, a matriz pode ser assemblada de forma a caracterizar os esforços e deslocamentos de quaisquer pontos da estrutura, estando a escolha de tais pontos dependente unicamente da sua importância e criticidade na estrutura e da sua preponderância aos olhos da entidade projetista, que naturalmente procura selecionar os pontos que considera serem essenciais de caracterizar e controlar a nível estrutural. Adicionalmente, o número de pontos de análise não tem necessariamente de ser igual ao número de elementos de controlo, ou seja, se uma dada estrutura possui três tirantes provedores de controlo estrutural, o número de pontos de análise dessa mesma estrutura não necessita de ser, obrigatoriamente, três. Matematicamente, isto traduz-se na possibilidade de se definir uma matriz de influência  $m \times n$ , em que  $m \neq n$ . Além disso, as matrizes de influência, para poderem ser utilizadas no método de controlo, só podem ser construídas em relação a uma determinada quantidade estrutural. Ou seja, para poderem ser aplicadas, as matrizes não podem ser formadas, por exemplo, por uma acoplagem de valores relativos a esforços e deslocamentos das secções de controlo em análise.

<sup>7</sup> A convenção de sinais para os deslocamentos obtidos baseia-se na atribuição do sinal positivo para deslocamentos verticais ascendentes e negativo para deslocamentos verticais descendentes.

### 2.5.3. FORÇAS CORRETIVAS NOS TIRANTES PROVISÓRIOS

Quando se procede ao ajuste das forças instaladas nas "barras ativas", procura-se alterar, ao longo do faseamento construtivo, os esforços e/ou deslocamentos gerados na estrutura.

Em cada fase da construção do arco, procura-se “compensar” o acumulado de esforços e deslocamentos nos vários elementos estruturais (devido essencialmente ao seu peso próprio) através do tensionamento dos tirantes. Se tal “compensação” for verificada numa fase construtiva  $i-I$ , as variações das forças nos tirantes na fase  $i$  dependem unicamente dos esforços e deslocamentos ocorridos nessa mesma fase. Este princípio estende-se para as pontes construídas em estrutura metálica da mesma forma que se estende para as pontes construídas em betão armado, visto que os efeitos das deformações impostas (fluência e retração) a curto prazo são, geralmente, pouco relevantes para o comportamento da estrutura [2].

Desta forma, conseguem-se obter os valores acumulados dos esforços e dos deslocamentos em cada fase de construção, bastando para isso somar as parcelas dessas quantidades estruturais correspondentes ao peso próprio dos elementos e à pós-tensão dos tirantes [2].

A determinação analítica das forças corretivas a aplicar nos tirantes provisórios faz-se a partir de uma formulação idêntica à formulação matricial do Método dos Deslocamentos da Teoria das Estruturas.

De forma a tornar mais compreensível o procedimento de cálculo para a determinação das quantidades estruturais de controlo, considere-se um dado modelo de cálculo de uma determinada estrutura, no qual:

$n$  - nº de barras ativas (tirantes a pós-tensionar);

$m$  - nº de pontos de análise da estrutura;

$n + 1$  - nº de casos de carga do modelo;

Caso de carga 1 – Atuação das cargas permanentes na fase construtiva em análise (geralmente, apenas o peso próprio dos elementos estruturais);

Caso de carga 2 - Tensionamento do tirante 1;

...

Caso de carga  $n + 1$  – Tensionamento do tirante  $n$

Então, seguindo a formulação do Método dos Deslocamentos e introduzindo nesta o conceito de Matriz de Influência de Deslocamentos, obtém-se:

$$u_j^{CP} + \sum_{i=1}^n u_{ji}^T \cdot x_i = u_j^f \quad (2.3.)$$

$u_j^{CP}$  – Valor do deslocamento vertical do nó  $j$  devido às cargas permanentes a atuar na estrutura, na fase construtiva em questão (na generalidade dos casos, apenas o peso próprio dos elementos)

$u_{ji}^T$  - Valor do deslocamento vertical do nó  $j$  devido ao tensionamento do tirante  $i$

$x_i$  - Fator de escala, ou coeficiente de combinação, a afetar o caso de carga correspondente à pós-tensão do tirante  $i$

$u_j^f$  - Valor final do deslocamento vertical do nó  $j$

Ou, em forma matricial,

$$\begin{bmatrix} u_1^{CP} \\ u_2^{CP} \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ u_m^{CP} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} u_{11}^T & u_{12}^T & \dots & \dots & \dots & u_{1n}^T \\ u_{21}^T & u_{22}^T & \dots & \dots & \dots & u_{2n}^T \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ u_{m1}^T & u_{m2}^T & \dots & \dots & \dots & u_{mn}^T \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u_1^f \\ u_2^f \\ \vdots \\ \vdots \\ \vdots \\ u_m^f \end{bmatrix} \quad (2.4.)$$

[Vetor de Solicitação] + [Matriz de Influência de Deslocamentos] x [Vetor dos Fatores de Escala] = [Vetor dos Deslocamentos Finais]

Através da imposição de certas condições para o comportamento da estrutura ao longo de cada fase construtiva, como por exemplo, a nulidade dos valores dos deslocamentos verticais finais dos  $n$  pontos de análise da estrutura ou a fixação de uma proporcionalidade linear entre os deslocamentos verticais finais de  $n$  pontos sucessivos da estrutura, atribuem-se valores em  $n$  linhas do vetor  $u^f$  ( $m \times 1$ ), completando deste modo um sistema linear de  $n$  equações e  $n$  incógnitas, possível e determinado, donde se podem retirar os fatores de escala  $x_i$  ( $n \times 1$ ). Estes fatores de escala correspondem essencialmente aos valores que, utilizados como coeficientes de combinação nos casos de carga referentes ao tensionamento das barras ativas, conferem ao vetor dos deslocamentos finais,  $u^f$ , os  $n$  valores que se pretendem assegurar nesse mesmo vetor. São, portanto, os valores dos encurtamentos/alongamentos a aplicar nos cabos provisórios, através dos macacos hidráulicos, nas várias fases construtivas, para que os elementos da estrutura tenham o comportamento pretendido.

Este princípio é transposto da mesma forma para o procedimento de cálculo em que o critério de análise consiste na avaliação dos esforços instalados nos elementos. Para tal, tem-se:

$$f_j^{CP} + \sum_{i=1}^n f_{ji}^T \cdot x_i = f_j^f \quad (2.5.)$$

$f_j^{CP}$  - Esforço na barra  $j$  devido às cargas permanentes a atuar na estrutura na fase construtiva em questão (na generalidade dos casos, apenas o peso próprio dos elementos)

$f_{ji}^T$  - Esforço na barra  $j$  devido ao tensionamento do tirante  $i$

$x_i$  - Fator de escala, ou coeficiente de combinação, a afetar o caso de carga correspondente à pós-tensão do tirante  $i$

$f_j^f$  - Esforço final na barra  $j$

Ou, em forma matricial,

$$\begin{bmatrix} f_1^{CP} \\ f_2^{CP} \\ \vdots \\ \vdots \\ f_m^{CP} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{11}^T & f_{12}^T & \dots & \dots & \dots & f_{1n}^T \\ f_{21}^T & f_{22}^T & \dots & \dots & \dots & f_{2n}^T \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots & \vdots \\ f_{m1}^T & f_{m2}^T & \dots & \dots & \dots & f_{mn}^T \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ \vdots \\ \vdots \\ x_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1^f \\ f_2^f \\ \vdots \\ \vdots \\ f_m^f \end{bmatrix} \quad (2.6.)$$

Da mesma forma, impondo  $n$  valores restritos no vetor dos esforços finais, obtêm-se os fatores de escala correspondentes.

A força corretiva para cada tirante  $i$  será então a que resulta da multiplicação do fator de escala  $x_i$  pelo esforço axial gerado nessa barra no caso de carga correspondente ao seu tensionamento. Tem-se então:

$$F_{atuação,i} = x_i \times f_{ki}, \quad (2.7.)$$

em que  $k$  é a linha da matriz de influência de esforços correspondente à barra ativa  $i$ .

Porém, como se pode perceber a partir do sistema de equações 2.6., o esforço axial instalado no tirante  $i$ , no final de cada fase, não depende unicamente da sua "força de atuação", mas também da resposta da barra em causa, face ao tensionamento de todas as outras barras ativas. Portanto:

$$f_i^f = f_k^{CP} + \sum_{i=1}^n f_{ki}^T \cdot x_i \quad (2.8.)$$

O procedimento aqui apresentado releva um caráter simples e direto, o que se torna vantajoso pois permite uma maior facilidade e rapidez na execução do cálculo e que, por sua vez, proporciona a este método uma exequibilidade mais apelativa. Esta propriedade é conseguida pelo facto de se impor no sistema condições obrigatórias expeditas, como é o caso do exemplo anterior em que foram impostos valores nulos para o vetor dos deslocamentos verticais finais dos nós a serem analisados. Por outro lado, se se pretender que as condições de comportamento estrutural a impor à estrutura sejam mais amplas, como por exemplo, manter os valores dos deslocamentos dos nós os mais próximos possíveis do valor nulo e, ao mesmo tempo, assegurar que os valores dos esforços nas barras apresentem o maior grau de homogeneidade possível, ou seja, que os valores dos esforços nas barras da estrutura sejam, entre eles, os mais idênticos possíveis, o problema ganha um grau de complexidade enorme e o algoritmo de controlo requer uma elaboração muito mais exigente, sendo necessário proceder a um cálculo iterativo de otimização que, eventualmente, pode até concluir que não existe uma solução possível para o problema.

Por último, para auxiliar e concluir a explicitação do cálculo das forças corretivas dos tirantes provisórios, tome-se o exemplo da estrutura apresentada no item anterior, 2.5.2, referente à obtenção da matriz de influência dos tirantes provisórios:

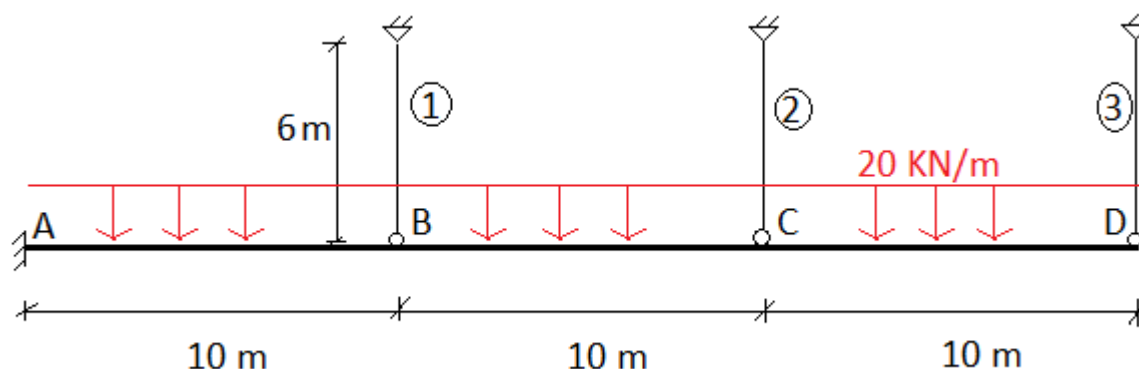


Fig.2.40. – Estrutura do exemplo com carga aplicada.

Assuma-se agora que a estrutura apresentada está sujeita, para além do seu peso próprio, a uma carga distribuída sobre a viga [ABCD] de 20 kN/m, como se mostra na Fig.2.40.

Neste exemplo, os pontos de análise serão os pontos correspondentes aos nós B, C e D visto que as matrizes de influência foram definidas, no item anterior, para tais nós. Uma alternativa a considerar seria construir as matrizes de forma a representarem os esforços e os deslocamentos dos pontos situados a meio dos três vãos da viga [ABCD], visto que são nesses pontos que os deslocamentos da estrutura são mais elevados.

As matrizes de influência de deslocamentos e esforços dos tirantes provisórios já foram definidas no item anterior, pelo que resta apenas definir os vetores de solicitação de esforços e deslocamentos. Ora, com o auxílio do programa de cálculo *Robot Structural Analysis*, seguindo a mesma convenção de sinais utilizada no item anterior, obtêm-se os seguintes valores de esforços nos tirantes e deslocamentos nos nós B, C e D para a combinação de ações *Peso Próprio + Carga Distribuída*:

- Critério → Deslocamentos

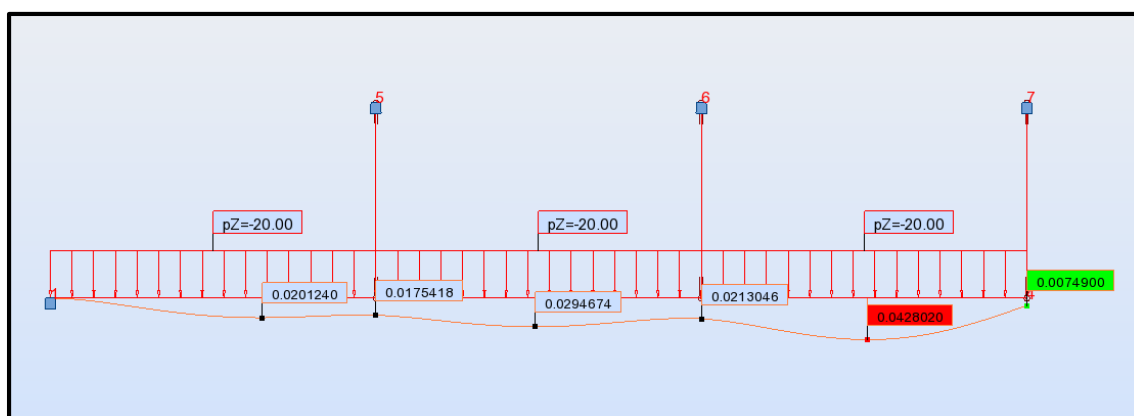


Fig.2.41. – Deslocamentos da estrutura para a combinação de ações *Peso Próprio + Carga Distribuída* (Imagem obtida a partir do software *Robot Structural Analysis*).

A partir destes valores, constrói-se o vetor de solicitação:

$$u^{CP} = \begin{bmatrix} -0,0175418 \\ -0,0213046 \\ -0,0074900 \end{bmatrix} [\text{m}] \quad (2.9.)$$

e torna-se então possível construir o sistema matricial de equações:

$$\begin{bmatrix} u_1^{CP} \\ u_2^{CP} \\ u_3^{CP} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} u_{11}^T & u_{12}^T & u_{13}^T \\ u_{21}^T & u_{22}^T & u_{23}^T \\ u_{31}^T & u_{32}^T & u_{33}^T \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u_1^f \\ u_2^f \\ u_3^f \end{bmatrix} \quad (2.10.)$$

$$\Rightarrow \begin{bmatrix} -0,0175418 \\ -0,0213046 \\ -0,0074900 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0,9265156 & 0,0414145 & -0,0105824 \\ 0,0414145 & 0,9591669 & 0,0150298 \\ -0,0105824 & 0,0150298 & 0,993287 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} u_1^f \\ u_2^f \\ u_3^f \end{bmatrix} \quad (2.11.)$$

Impondo deslocamentos verticais finais nulos nos nós B, C e D:

$$\begin{bmatrix} -0,0175418 \\ -0,0213046 \\ -0,0074900 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 0,9265156 & 0,0414145 & -0,0105824 \\ 0,0414145 & 0,9591669 & 0,0150298 \\ -0,0105824 & 0,0150298 & 0,993287 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.12.)$$

$$\Rightarrow \begin{bmatrix} 0,9265156 & 0,0414145 & -0,0105824 \\ 0,0414145 & 0,9591669 & 0,0150298 \\ -0,0105824 & 0,0150298 & 0,993287 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} - \begin{bmatrix} -0,0175418 \\ -0,0213046 \\ -0,0074900 \end{bmatrix} \quad (2.13.)$$

$$\Rightarrow \begin{bmatrix} 0,9265156 & 0,0414145 & -0,0105824 \\ 0,0414145 & 0,9591669 & 0,0150298 \\ -0,0105824 & 0,0150298 & 0,993287 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,0175418 \\ 0,0213046 \\ 0,0074900 \end{bmatrix} \quad (2.14.)$$

$$\Rightarrow \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,9265156 & 0,0414145 & -0,0105824 \\ 0,0414145 & 0,9591669 & 0,0150298 \\ -0,0105824 & 0,0150298 & 0,993287 \end{bmatrix}^{-1} \times \begin{bmatrix} 0,0175418 \\ 0,0213046 \\ 0,0074900 \end{bmatrix} \quad (2.15.)$$

$$\Rightarrow \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0,018064944 \\ 0,021315446 \\ 0,007410551 \end{bmatrix} \quad (2.16.)$$

O vetor-coluna  $\vec{x}$  representa, portanto, os fatores de escala a aplicar como coeficientes de combinação para os casos de carga referentes ao tensionamento dos tirantes da estrutura, o que significa que - visto que os encurtamentos impostos na obtenção da matriz de influência foram unitários - para se obter deslocamentos verticais finais nulos nos nós B, C e D, é necessário aplicar simultaneamente<sup>8</sup> um encurtamento de 0,018064944 metros no tirante ①, um encurtamento de 0,021315446 metros no tirante ② e, por fim, um encurtamento de 0,007410551 metros no tirante ③.

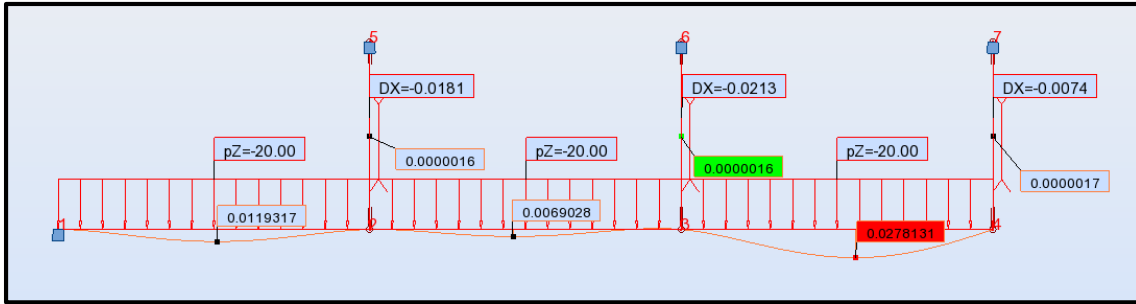


Fig.2.42. – Deslocamentos finais da estrutura para a combinação de ações *Peso Próprio + Carga Distribuída + Atuação de Controlo* (Imagem obtida a partir do software *Robot Structural Analysis*).

- Critério → Esforços

Procedendo de forma análoga para o cálculo dos esforços, e recorrendo novamente ao *Robot Structural Analysis*, obtém-se o seguinte vetor de solicitação:

$$f^{CP} = \begin{bmatrix} 192,95 \\ 234,33 \\ 82,43 \end{bmatrix} [\text{KN}] \quad (2.17.)$$

Construindo o sistema matricial de equações, obtém-se:

$$\begin{bmatrix} f_1^{CP} \\ f_2^{CP} \\ f_3^{CP} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} f_{11}^T & f_{12}^T & f_{13}^T \\ f_{21}^T & f_{22}^T & f_{23}^T \\ f_{31}^T & f_{32}^T & f_{33}^T \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1^f \\ f_2^f \\ f_3^f \end{bmatrix} \quad (2.18.)$$

Ora, somando os valores dos esforços instalados em cada tirante quando a estrutura está submetida à combinação de ações *Peso Próprio + Carga Distribuída*, ou seja, somando os valores do vetor-coluna

<sup>8</sup> Relembra-se que a atuação dos macacos hidráulicos nos tirantes provisórios tem de ser efetuada de forma simultânea em todos os tirantes, caso contrário, insere-se na zona de atuação uma concentração de esforços que podem chegar a ser in comportáveis para a estrutura.



de solicitação, obtém-se o valor dos esforços a equilibrar pelo conjunto dos tirantes. Neste caso, este valor corresponde aproximadamente a 509,7 KN.

Ora, sabendo que esse somatório tem de ser mantido após a atuação nos tirantes, uma abordagem possível, em termos de controlo, seria dividir o valor do somatório igualmente pelos três tirantes de forma a homogeneizar os esforços entre estes elementos.

Dessa forma, obter-se-ia:

$$\begin{bmatrix} 192,95 \\ 234,33 \\ 82,43 \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} 808 & -455,38 & 116,36 \\ -455,38 & 448,98 & -165,26 \\ 116,36 & -165,26 & 73,81 \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 169,9 \\ 169,9 \\ 169,9 \end{bmatrix} \quad (2.19.)$$

Resolvendo o sistema matricial:

$$\begin{bmatrix} x_1 \\ x_2 \\ x_3 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1,136227768 \\ 4,467970392 \\ 9,397579242 \end{bmatrix} \quad (2.20.)$$

O vetor-coluna  $\vec{x}$  representa, portanto, os fatores de escala a aplicar como coeficientes de combinação para os casos de carga referentes ao tensionamento dos tirantes da estrutura, o que significa que, para se obter esforços axiais de tração de 169,9 KN nos tirantes ①, ② e ③, seria necessário aplicar um encurtamento de 1,136227768 metros no tirante ①, um encurtamento de 4,467970392 metros no tirante ② e, por fim, um encurtamento de 9,397579242 metros no tirante ③. Neste caso, dada a natureza didática do exemplo, os valores obtidos são puramente teóricos e obviamente irrealistas de um ponto de vista de aplicação prática. Isto deve-se ao facto de a estrutura ser bastante simples e não possuir um grau de hiperstaticidade relativamente elevado que permita assegurar uma redistribuição de esforços como a que era necessária e desejada.

#### 2.5.4. INDICAÇÕES ESPECÍFICAS PARA ARCOS EM BETÃO ARMADO

A construção do arco em betão armado por avanços sucessivos é caracterizada por um aumento gradual das cargas permanentes atuantes nos elementos (peso próprio), devido à natureza incremental do processo de betonagem. Este aumento gradual é favorável para as operações de compensação nos tirantes provisórios, visto que o efeito do peso-extra que está a ser colocado na estrutura desenvolve-se, igualmente, de forma progressiva sobre os vários tirantes, o que providencia condições necessárias para uma atuação corretiva sequencial sobre estes. Ou seja, enquanto a operação de betonagem se desenrola, procede-se primeiro à atuação sobre o tirante mais próximo do novo segmento, que será, inicialmente, o mais afetado pelo incremento de carga na estrutura, seguida da atuação sobre o tirante anterior a esse, e assim sucessivamente. Este processo permite, portanto, um controlo mais eficiente dos incrementos de carga e um intervalo de tempo maior para a atuação corretiva sobre os tirantes.

É também imprescindível notar que deve ser realizada uma avaliação do comportamento da estrutura a “tempo infinito”, por se tratar de um arco em betão armado (construído, à partida, por avanços sucessivos), em que os vários segmentos do arco são construídos por fases. Deste modo, torna-se essencial contabilizar os efeitos da fluência e retração na evolução dos esforços, extensões e curvaturas em todas as secções de controlo, tendo em conta a diferença de idade entre os betões que constituem os vários elementos estruturais, o que, por sua vez, irá levar a redistribuições de esforços consideráveis na estrutura. Tais redistribuições são também devidas, obviamente, aos estrangimentos causados pelas alterações progressivas do sistema estrutural, resultante do faseamento construtivo. Desta forma, e após a desmontagem dos elementos provisórios, sendo conhecidas, nessa fase, as quantidades estruturais referidas anteriormente, procede-se à avaliação dos efeitos das deformações impostas, utilizando modelos evolutivos próprios para tal. Deste modo, é possível estimar, adequadamente, a posição final dos vários nós da estrutura, assim como os esforços finais instalados em todas as secções de controlo dos seus elementos estruturais [2].

#### 2.5.5. INDICAÇÕES ESPECÍFICAS PARA ARCOS EM ESTRUTURA METÁLICA

A construção de arcos em estrutura metálica, como foi analisado no item referente aos métodos construtivos, requer o transporte e a montagem dos vários segmentos que o constituem. Esses segmentos, ao serem colocados e montados, ao contrário do que acontece nas pontes em arco de betão armado, exercem instantaneamente a totalidade do seu peso próprio na estrutura e provocam, consequentemente, esforços instantâneos em todos os tirantes provisórios, de forma simultânea, pelo que se torna inexecutável proceder a uma atuação corretiva gradual sobre os mesmos. Este comportamento anti-sequencial conduz a uma atuação não tão controlada e eficiente como a que se verifica na construção do arco em betão armado.

Por sua vez, quando o arco é formado por um sistema em treliça, as correções focam-se (para além do controlo geométrico) na uniformização dos esforços axiais que se vão instalando nas cordas superiores e inferiores do arco à medida que a construção se desenvolve, assim como na eliminação/redução dos momentos fletores instalados nesses elementos. Esta compensação contribui para evitar que o arco tenha um funcionamento análogo ao de uma viga, trabalhando de forma mais aproximada a um estado de compressão uniforme, como é idealmente desejado.

# 3

## SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO NA ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

### 3.1. GENERALIDADES

#### 3.1.1. UTILIZAÇÃO DE SISTEMAS DE CONTROLO NA ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

O dimensionamento de estruturas sujeitas a ações dinâmicas é um processo de elevada complexidade e exigência, que, devido ao facto de o conhecimento existente sobre esta área não se encontrar ainda totalmente cimentado, requer a constante atualização e desenvolvimento de teorias e modelos de cálculo.

Além disso, nos tempos modernos, o grau de exigência para o comportamento das estruturas sujeitas a cargas dinâmicas consideráveis, é cada vez maior, dada a necessidade crescente de se assegurarem ótimos níveis de conforto e segurança na utilização de edifícios e infra-estruturas.

Primariamente, a resolução de problemas dinâmicos na Engenharia de Estruturas conduz ao aumento da rigidez global da estrutura através do aumento da robustez das secções transversais dos elementos estruturais e/ou da introdução de elementos estruturais adicionais e/ou através do reforço estrutural dos elementos existentes. Esta premissa implica, portanto, uma maior quantidade de materiais a utilizar e pode, consequentemente, constituir um acréscimo elevado nos custos da obra.

Uma alternativa a este procedimento tradicional consiste na utilização de *sistemas de controlo*.

Os sistemas de controlo são mecanismos incorporados numa estrutura que se destinam a reduzir, para níveis de conforto e segurança aceitáveis, a sua resposta estrutural dinâmica (deslocamentos, velocidades e acelerações) face a perturbações externas que a solicitem. Tal controlo é realizado a partir da execução de um sistema auxiliar de forças na estrutura, que contrariem a perturbação exercida na mesma. A versatilidade inerente ao funcionamento destes sistemas constitui a sua maior vantagem pois permite que o sistema se adapte às variações das ações solicitantes e, consequentemente, que atue de acordo com essas variações.

Atualmente, o recurso a sistemas de controlo na Engenharia Civil tem crescido a um ritmo considerável visto que, como foi referido atrás, o nível de exigência no controlo do comportamento/funcionamento das estruturas é cada vez maior. Esta necessidade é também incentivada pelos impressionantes avanços tecnológicos que têm ocorrido ao longo da última década, que, de certa forma, catalisam a evolução das técnicas de abordagem aos problemas correntes e ajudam a otimizar a eficiência dos sistemas de controlo. Da mesma forma, a evolução progressiva dos materiais de construção, métodos construtivos e ferramentas de cálculo propícia a tendência audaz de construir estruturas cada vez mais arrojadas e

irreverentes, tornando-as mais suscetíveis de serem condicionadas por solicitações de natureza dinâmica e/ou sísmica, induzindo, portanto, uma viabilidade favorável na aplicação deste tipo de sistemas para controlar tais efeitos [8].

A aplicação de sistemas de controlo estende-se às mais variadas correntes científicas, desde a Engenharia Mecânica até à Engenharia de Produção [8]. Recentemente, na Engenharia Civil, mais propriamente na Engenharia de Pontes, com a introdução do *Sistema de Pré-Esforço Orgânico (OPS)*, visionam-se (e já existem casos práticos em que se executam) aplicações desta tecnologia no controlo do processo construtivo de pontes, o que é precisamente o tema de estudo deste trabalho.

Porém, a aplicação de sistemas de controlo no mundo da construção é vista ainda com algum ceticismo por certas partes da comunidade da Engenharia Civil, nomeadamente devido ao facto de, com estes sistemas, se fazer depender grande parte da segurança da estrutura em elementos mecânicos, o que, como é compreensível, provoca alguma retração nos projetistas quanto à aplicabilidade deste tipo de sistemas. Aliado a este fator estão também as dificuldades técnicas inerentes à exequibilidade na aplicação de forças de grande intensidade com frequências elevadas, os elevados custos que estes sistemas representam, a necessidade exigente de manutenção e monitorização e a complexidade elevada dos circuitos de controlo do próprio sistema [8].

Existem vários tipos de sistemas de controlo, estando entre os principais **os sistemas de controlo ativo**, objeto de estudo deste trabalho, e **os sistemas de controlo passivo**. Outro tipo de sistemas existentes são os **sistemas de controlo semi-ativo**, que correspondem a uma variante particular dos sistemas de controlo ativo, nos quais apenas algumas funções do sistema são asseguradas por alimentação energética exterior. Existe também a possibilidade de se definirem sistemas que combinem certas propriedades destes sistemas referidos, formando desse modo, um **sistema de controlo híbrido**. Por outro lado, criaram-se também os **sistemas efetores** de forma a “transportar” a aplicabilidade dos sistemas de controlo para cenários estáticos ou *quasi-estáticos*.

Visto que este trabalho incide apenas sobre os sistemas de controlo ativo, apresenta-se de seguida uma breve explicitação dos princípios básicos segundo os quais se baseiam os sistemas de controlo passivo, semi-ativo e os sistemas efetores, para que se possa expor uma visão mais global da tecnologia dos sistemas de controlo e também para auxiliar, posteriormente, a caracterização, por contraste, dos sistemas de controlo ativo.

### 3.1.2. SISTEMAS DE CONTROLO PASSIVO – BREVE REFERÊNCIA

Atualmente, este tipo de controlo é o mais utilizado na Engenharia Civil. Consiste na introdução de dispositivos externos às estruturas, porém conectados a estas, que são capazes de absorver uma determinada percentagem da energia que é transferida para a estrutura aquando da atuação de uma dada solicitação externa sobre esta, aumentando, portanto, a sua capacidade própria de amortecimento. Tais dispositivos, num sistema de controlo puramente passivo, não necessitam de serem alimentados por nenhum tipo de fonte energética exterior pois utilizam a energia elástica ou cinética que é gerada pela própria estrutura durante a sua resposta. Além disso, pelo facto destes mecanismos serem externos à estrutura, não contribuem para a deterioração dos seus elementos, o que se torna bastante vantajoso para a estrutura pois não compromete o seu período de vida útil [8].

Em contrapartida, no caso de eventuais solicitações dinâmicas de elevada intensidade, após a atuação, os dispositivos do mecanismo de controlo podem necessitar de serem reparados ou até mesmo de serem substituídos devido ao risco da sua capacidade de funcionamento poder estar comprometida.

Adicionalmente, estes sistemas não apresentam um grau de redundância fidedigno e poderão mesmo ser ineficazes se as ações atuantes na estrutura forem consideravelmente diferentes das ações previstas em fase de projeto [8].



Fig.3.1. – Esquema de funcionamento de um sistema de controlo passivo em estruturas.

“Os principais tipos de sistemas de controlo passivo são os sistemas de isolamento de base, os amortecedores de massas sintonizadas “TMD”, os amortecedores sintonizados de coluna líquida e os sistemas de controlo por juntas plastificantes.” [8].

### 3.1.3. SISTEMAS DE CONTROLO SEMI-ATIVO – BREVE REFERÊNCIA

Como já foi referido atrás, este tipo de sistemas de controlo são um caso particular dos sistemas de controlo ativo, diferenciando-se destes últimos pelo facto de apenas algumas funções deste sistema necessitarem de uma fonte energética exterior, ao contrário dos sistemas de controlo ativo em que todas as suas componentes requerem uma alimentação energética contínua. Como tal, esta solução proporciona um consumo ínfimo de energia durante os períodos de atividade, o que é bastante vantajoso para o caso de ocorrência de ações sísmicas pois, normalmente, associadas a estas estão eventuais falhas de energia. Este consumo reduzido de energia permite, portanto, colmatar uma das maiores limitações dos sistemas de controlo ativo [8].

O sistema pode ser visto como uma fusão entre o sistema de controlo ativo e o sistema de controlo passivo (de certa forma como um sistema híbrido) na medida em que utiliza dados referentes às medições da excitação e/ou resposta da estrutura para que o controlador possa gerar as forças de controlo, forças essas materializadas a partir de atuadores alimentados energeticamente por uma fonte externa, que se encarregam também de dissipar passivamente uma parte da energia proveniente do movimento de deformação da estrutura.

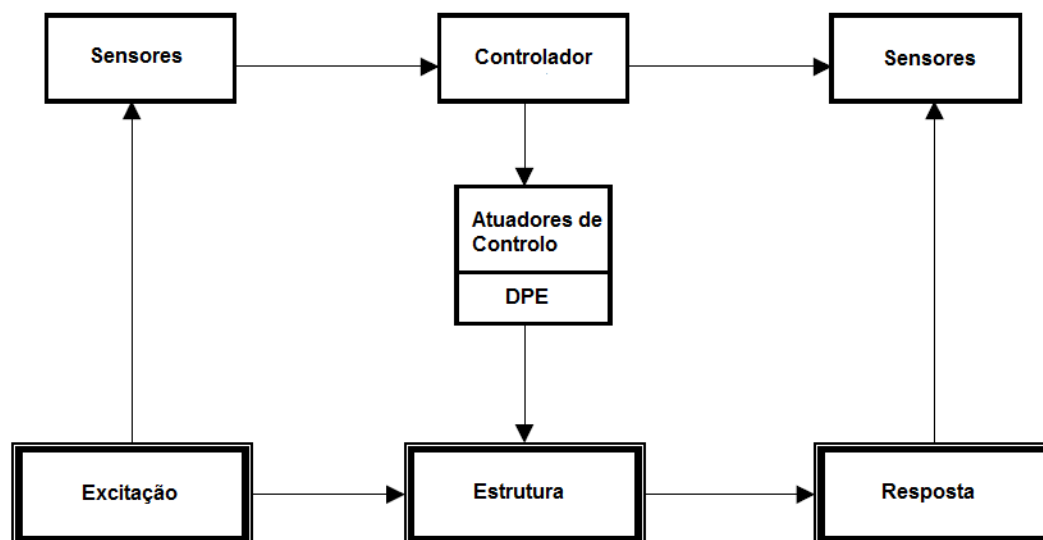


Fig.3.2. - Esquema de funcionamento de um sistema de controle semi-ativo em estruturas.

No entanto, este sistema de controle perde alguma eficiência comparativamente com o sistema de controle ativo devido à menor permissividade na discrepância entre a grandeza das solicitações reais e a grandeza das solicitações expectáveis [9].

Os exemplos mais reconhecidos deste tipo de sistemas são os Amortecedores de Massas Sintonizados Semi-Ativos ou Híbridos (“HMD”).

#### 3.1.4. SISTEMAS EFETORES – BREVE REFERÊNCIA

Um sistema efetor é o resultado da aplicação do conceito funcional de um músculo orgânico na engenharia de estruturas. Como será possível compreender a partir dos próximos itens, o controle estrutural ativo tem tido unicamente dois campos de aplicação distintos: no controle da resposta da estrutura quando sujeita a ações dinâmicas (“vibration control”) e na alteração da sua geometria (“shape control”) [8].

Ora, em tais sistemas de controle tem-se, portanto, negligenciado a sua aplicabilidade para o controle do comportamento tensional estático ou *quasi-estático* das estruturas, o que por si só pode melhorar o funcionamento/comportamento dessas ao longo da sua fase construtiva e também em fase de utilização. Adicionalmente, estes sistemas encontram-se acoplados às estruturas, constituindo elementos externos a esta, ao contrário de um “músculo artificial” que exerce controle sobre a estrutura e, ao mesmo tempo, constitui um elemento intrínseco à mesma.

Conclui-se então que o desenvolvimento de um sistema de controle que funcione como um “músculo orgânico” da estrutura pode tornar-se bastante vantajoso para controlar certos aspetos referentes ao domínio estático do comportamento estrutural. Nasce então o conceito de *estrutura orgânica*, uma estrutura “que não só é um corpo sólido capaz de oferecer resistência mecânica à ação de solicitações exteriores como também é capaz de mudar a sua *atitude estrutural* conforme as solicitações em causa, podendo inclusivamente influenciá-las.” [8].

Define-se, portanto, um sistema efector como um caso particular de um sistema de controlo ativo em que os atuadores são elementos integrados na estrutura e o controlo pode ser efetuado não só para cenários de solicitações dinâmicas mas também para cenários estáticos ou *quasi-estáticos*.

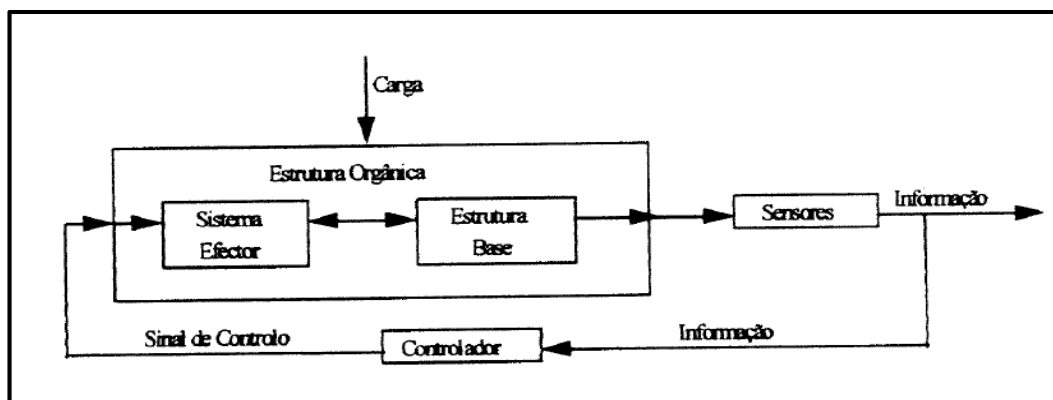


Fig.3.3. – Esquema de funcionamento de um sistema efector numa estrutura [8].

Além disso, a diferença entre os sistemas de controlo ativo e os sistemas effectores estende-se também ao nível do processo do dimensionamento, como se pode verificar pelas seguintes figuras esquemáticas.

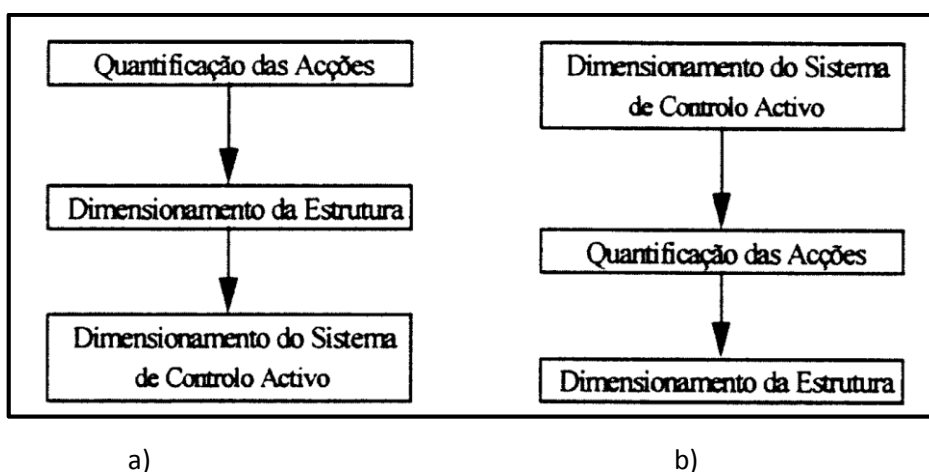


Fig.3.4. – Processo de dimensionamento de uma estrutura com sistema de controlo ativo: a) baseado no controlo de vibrações; b) baseado no controlo de geometria [8].

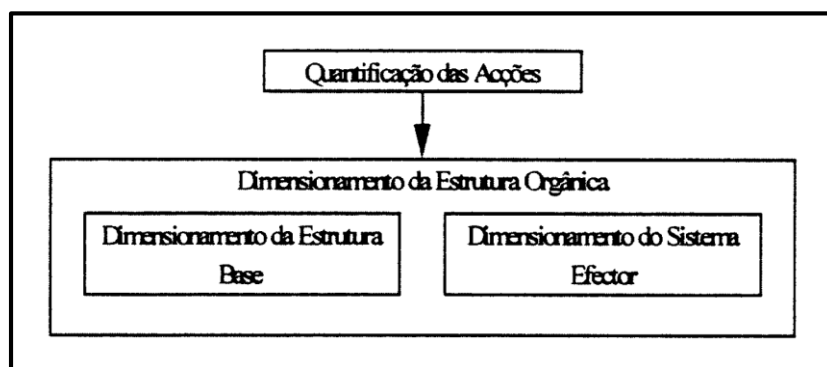


Fig.3.5. – Processo de dimensionamento de uma estrutura orgânica (com um sistema efector) [8].

É também de notar que, os sistemas efetores, por atuarem segundo estados estáticos ou pseudo-estáticos, não requerem obrigatoriamente estratégias de controlo muito complexas pois atuam sobre cenários estáticos ou pseudo-estáticos, o que, por ventura, traduz-se no desenvolvimento de estratégias de controlo bastante mais simples das que são requeridas para a realização de controlo estrutural relativo a ações dinâmicas. Este fator pode tornar o controlo realizado pelos sistemas efetores num controlo menos exigente a nível tecnológico do que o controlo realizado por alguns dos sistemas de controlo ativo existentes [8].

Resta referir que um bom exemplo de um sistema efector é o Sistema de Pré-Esforço Orgânico (OPS) que, devido à sua importância na contextualização deste trabalho, será analisado pormenorizadamente no item 3.6. deste capítulo.

### 3.1.5. ELEMENTOS CONSTITUINTES DE UM SISTEMA DE CONTROLO

O número de elementos constituintes de um sistema de controlo pode variar consoante o tipo de sistema, havendo a possibilidade de certas componentes do circuito estarem implícitas no funcionamento dos elementos existentes sem que haja necessidade de serem incluídas fisicamente no circuito. Tome-se o exemplo de um sistema de controlo passivo, no qual se pode considerar que os seus constituintes são, simplesmente, a estrutura base e os atuadores, estando os sensores e o controlador implícitos na existência desses, visto que este tipo de sistema reage naturalmente à ação solicitante e impõe sobre a estrutura as forças de controlo requeridas de uma forma mecanicamente instintiva, sem que seja necessária a instalação de dispositivos inteligentes que assegurem tal ocorrência.

De qualquer forma, teoricamente, um circuito de controlo é, em todos os casos, constituído por quatro elementos-base: estrutura base, sensores, controlador e atuadores. Segue-se uma caracterização breve destes elementos.

#### ▪ Estrutura base

A estrutura base do sistema de controlo corresponde à estrutura da obra no seu estado convencional, e inclui todos os elementos de carácter permanente na obra. O seu dimensionamento pode ser feito da forma tradicional, totalmente independente dos sistemas de controlo, ou em função destes últimos, conforme a sua influência na atividade estrutural do elemento em causa. Se tal dimensionamento for, de facto, influenciado por um sistema de controlo e se este último for um sistema de controlo ativo que atue sobre as ações solicitantes, como são o caso dos defletores aerodinâmicos de geometria variável e dos amortecedores de massas ativas AMD, então as estruturas base podem ser dimensionadas da forma tradicional, procedendo-se apenas a uma minoração das ações solicitantes, minoração essa concordante



com a ação dos referidos sistemas. Por outro lado, caso haja um recurso a sistemas de controlo ativo sobre o estado tensional dos elementos, como, por exemplo, os sistemas de rigidez variável AVS e os sistemas de cabos ativos ATS, o dimensionamento da estrutura base pode ser realizado com recurso a um cálculo integrado interativo, que deve incluir as envolventes da totalidade das ações ao longo do tempo. No entanto, numa vertente prática, os sistemas de controlo ativo têm sido aplicados exclusivamente para o controlo de vibrações nas estruturas sujeitas a ações dinâmicas pelo que o dimensionamento das estruturas base acaba sempre por ser um processo independente do dimensionamento dos sistemas de controlo ativo [8].

Note-se que a garantia de uma modelação correta da estrutura base é de extrema importância, pois se o modelo diferir largamente da estrutura real, o sistema de controlo poderá revelar-se pouco eficiente ou até mesmo agir desfavoravelmente em relação à estrutura.

#### ▪ Sensores

Os sensores são dispositivos instalados na estrutura que traçam, a cada instante, a resposta evolutiva da estrutura base, criando os parâmetros base para a caracterização do estado estático ou dinâmico da estrutura. O seu nível de eficiência depende fortemente da estratégia de colocação dos mesmos na estrutura, decisão que deve ser alvo de uma ponderação cautelosa em fase de projeto. Como foi referido atrás, existem sistemas de controlo que não necessitam da implantação destes aparelhos, estando estes implícitos no funcionamento de tais sistemas.

Os sensores mais utilizados são, geralmente, os extensómetros e os acelerómetros (ver item 3.5.) que apresentam um grau de precisão perfeitamente adequado.

#### ▪ Controlador

Tal como os sensores, os controladores podem também ser explícitos ou implícitos na estrutura. Se forem explícitos, são materializados a partir de unidades de *hardware* dotadas de um respetivo *software*, caso contrário, se forem fisicamente omissos, a sua função é realizada pelos restantes elementos constituintes do algoritmo de controlo. Tome-se o exemplo de um amortecedor de massas sintonizado TMD: este sistema de controlo passivo encontra-se sintonizado numa frequência específica e atua com a maior eficiência apenas quando a ação dinâmica solicitante possui essa mesma frequência. Neste caso, portanto, o controlador é fisicamente omissos, encontrando-se implícito no atuador. As estratégias de controlo (ver item 3.4 deste capítulo) requeridas para este tipo de sistemas são muito básicas mas, por outro lado, estes sistemas não necessitam de fornecimento energético nem de manutenção tão exigente como os sistemas de controlo ativo. No caso destes últimos, as estratégias de controlo são complexas e requerem a acoplação de um computador no sistema que sirva as funções de controlador. Podem ainda operar a partir de um sinal analógico ou digital, sendo necessário para este último a utilização de um conversor de sinal. Porém, as estratégias de controlo num sistema de controlo ativo podem também chegar a ser relativamente simples, sendo possível nesses casos a utilização de um sistema eletrónico simples que execute as funções de controlador no sistema.

Então, como se pode perceber, a conceção do controlador num sistema de controlo ativo pode, por um lado, ser elementar ou pode ser o procedimento mais complexo do dimensionamento do sistema, estando as maiores dificuldades centradas no desenvolvimento e aplicabilidade das estratégias de controlo.

Concluindo, a eficiência de um controlador num sistema de controlo ativo está fortemente dependente do sistema eletrónico de comunicação com os sensores e atuadores, da solidez da estratégia de controlo e da capacidade de processamento do computador de bordo [8].

## ▪ Atuadores

Existe uma grande variedade de mecanismos de atuação que podem ser aplicados nos sistemas de controlo ativo, tendo alguns deles grandes restrições na sua aplicabilidade e outros uma vasta liberdade de aplicação. No geral, as condicionantes relativas à eficiência e aplicabilidade de um atuador resumem-se à sua forma e volume, à força máxima que este é capaz de exercer, ao seu tempo de atuação e à frequência máxima de atuação, sendo a opção mais correta a que nasce da ponderação extensiva e cuidadosa sobre todos estes fatores.

De facto, uma das maiores limitações inerente ao processo de atuação num sistema de controlo ativo consiste na incapacidade que estes mecanismos demonstram em exercer forças que possuam, ao mesmo tempo, intensidade e frequências elevadas ou, reciprocamente, intensidades e frequências baixas.

É de notar, também, que o dimensionamento dos atuadores num sistema de controlo ativo, para além de ter de respeitar condições mecânicas e estruturais, deve ser adequadamente compatibilizado com a disposição dos sensores na estrutura, o que justifica, em muitos casos, a imposição da mesma localização para ambos os elementos.

Como foi referido, a seleção de um atuador para um determinado sistema de controlo depende fortemente das ações solicitantes. Como tal, com base em observações e no estudo progressivo das limitações de cada tipo de sistema de controlo em edifícios e pontes, têm vindo a ser categorizados vários tipos de ações condicionantes na aplicação destes sistemas e as respetivas soluções mais adequadas para colmatar os seus efeitos. Essa relação é traduzida na tabela que se segue (Tabela 2), cuja elaboração foi devida a inúmeros estudos intensivos de vários autores especialistas na matéria [8].

Tabela 2 – Relação funcional entre atuadores e ações a controlar [8].

<b>Ação Base</b>	<b>Soluções</b>
<b>Ação Sísmica</b>	Amortecedores Passivos de Massas Sintonizadas TMD
	Sistema de Escoras Ativas ABS
	Amortecedores Sintonizados de Coluna Líquida
	Elementos Ativos de Rigidez Variável AVS
	Amortecedores Ativos de Massas Sintonizadas ATMD
<b>Ação do Vento</b>	Cabos Ativos
	Defletores Aerodinâmicos de Geometria Variável
	Amortecedores Ativos de Massas Sintonizadas ATMD
<b>Ação Dinâmica de Veículos</b>	Cabos Ativos
	Amortecedores Auxiliares
	Massas Auxiliares Absorventes
	Almofadas Pneumáticas ADC
	Cabos Ativos

### 3.1.6. CONTROLO AUTOMÁTICO

O controlo automático é um ramo da Engenharia de Sistemas que constitui a base fundamental dos sistemas de controlo ativo. Consiste na manipulação da evolução temporal de um dado processo físico, em tempo imediato, de forma a serem cumpridas determinadas condições e requisitos. “O comportamento dos processos que são objeto de controlo é definido com recurso a sistemas dinâmicos cuja caracterização é feita através de *variáveis de estado* caracterizadas pela propriedade de ser possível prever a sua evolução no intervalo  $[t_0; t]$ , se as mesmas forem conhecidas no instante  $t_0$ .” [8].

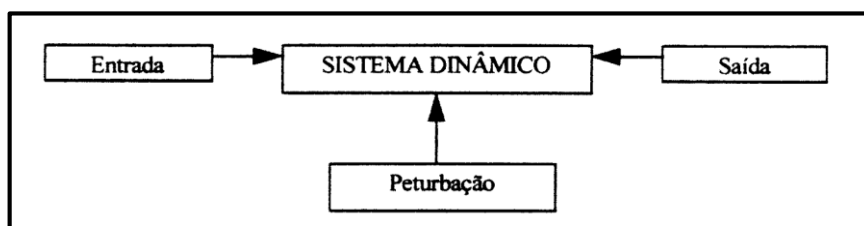


Fig.3.6. – Representação das variáveis de estado [8].

As variáveis relacionadas com as ações de controlo, ou seja, as variáveis de manipulação são denominadas *variáveis de entrada*, as variáveis não manipuláveis relacionadas com a ação exterior solicitante são denominadas *variáveis de perturbação* e as variáveis que representam a resposta do processo cujos valores são observáveis e medíveis são denominadas *variáveis de saída*. O domínio no qual estão inseridas todas estas variáveis designa-se por *espaço de estado*, sendo o estado do sistema dinâmico definido pelos valores que tais variáveis tomam em cada instante.

O sistema que tem a função de manipular os valores das variáveis de entrada para que estes atinjam os valores desejados designa-se por *controlador* e as variáveis de saída resultantes de tal processo designam-se por *objetivo*.

Os sistemas de controlo podem operar segundo dois modos distintos: em *circuito aberto* ou em *circuito fechado*.

Os sistemas que operam em circuito aberto (Fig.3.7) não recebem qualquer informação acerca da resposta da estrutura à solicitação, impondo apenas a esta um conjunto de forças de controlo que assegure que o seu comportamento se aproxime da resposta que se pretende obter. Como tal, visto que esta metodologia tem um carácter bastante limitado, a preferência cai sobre os sistemas de controlo que operam em circuito fechado.

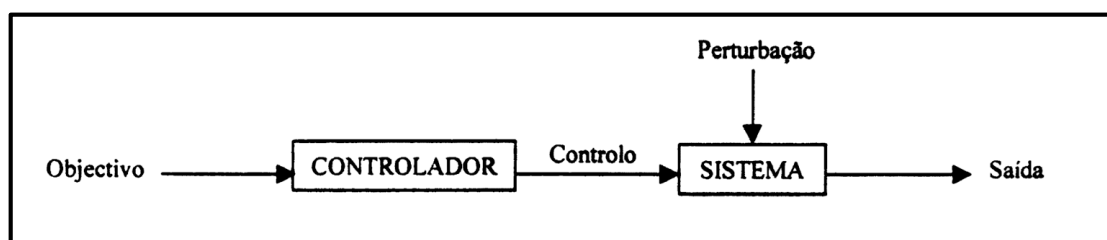


Fig.3.7. – Esquema de funcionamento de um sistema de controlo ativo operando em circuito aberto [8].

Nos sistemas a operar em circuito fechado (Fig.3.8.) “o controlador conhece, a cada instante, os valores da resposta obtida através de um sistema de realimentação (“feedback”), calculando a partir deles um conjunto de forças de controlo adequadas, tendo por base uma estratégia de controlo que procure atingir a resposta desejada.” [8].

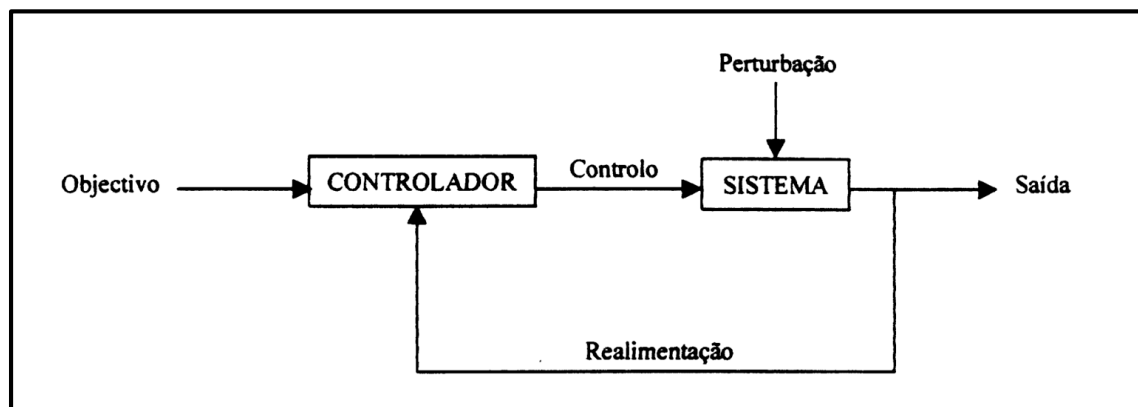


Fig.3.8. – Esquema de funcionamento de um sistema de controlo ativo operando em circuito fechado [8].

Este modelo de operação apresenta claramente um nível de eficácia maior na medida em que possibilita uma atuação controlada sobre a estrutura em função do comportamento da mesma perante a solicitação, convergindo de uma forma mais rápida para a resposta desejada.

Nos circuitos de controlo em que apenas são medidas as variáveis referentes à resposta da estrutura, a configuração de controlo diz-se em *feedback*, visto que tal resposta é monitorizada continuamente e é a partir dela que são sucessivamente calculadas as forças de controlo a aplicar à estrutura. Por outro lado, quando a ação de controlo é regulada apenas pela medição da excitação, como por exemplo, o registo de acelerações na base de uma estrutura, provocadas por uma ação sísmica, a configuração de controlo diz-se em *feedforward*. Ora, nos casos em que tanto a excitação externa como a resposta da estrutura são utilizadas para definir a ação de controlo, a configuração do controlo diz-se, portanto, em *feedback-feedforward*.

## 3.2. SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO

### 3.2.1. CONCEITOS E PRINCÍPIOS BÁSICOS

Os sistemas de controlo ativo são, na sua essência, sistemas de atuação em tempo útil, operando em circuitos fechados, que visam a otimização do comportamento de uma estrutura a partir da aplicação de forças auxiliares de controlo automaticamente adaptáveis. **Dispositivos sensoriais de medição** são instalados na estrutura de forma a explicitar a evolução da sua resposta às solicitações existentes, em termos de tensões ou deformações. Estas forças, materializadas através de **atuadores mecânicos**, são aplicadas com o intuito de corrigir tal resposta, conforme as intenções e necessidades dos projetistas e dos requisitos e especificações do projeto e são também ajustáveis de forma automática de acordo com a perturbação, sendo esta a grande vantagem deste método pois permite atingir níveis de eficiência relativamente elevados em comparação com outros sistemas de controlo, nomeadamente com os sistemas de controlo passivo. Tal ajuste automático é gerado por um **controlador** que consiste numa

unidade computacional dotada de um **modelo numérico**, operado por um determinado **algoritmo de controlo**, que, por sua vez, é definido com base numa determinada **estratégia de controlo**.

Ora, como foi referido atrás, a base fundamental dos sistemas de controlo ativo é o controlo automático e, como tal, exige a definição de um modelo da estrutura caracterizado por um determinado número de variáveis e leis de comportamento que determinam univocamente a relação entre as variáveis de saída e todas as outras variáveis que formam o sistema dinâmico.

A modelação da estrutura baseia-se, portanto, na definição de um modelo dinâmico em que o espaço de estado é definido pelas forças dos atuadores, que correspondem às variáveis de entrada, pelas ações exteriores, que correspondem às variáveis de perturbação e pela resposta da estrutura (deslocamentos, velocidades ou acelerações), que corresponde às variáveis de saída. Os valores das variáveis de saída, por serem conhecidos por medição, necessitam, em modelações numéricas, de serem simulados por um algoritmo que seja introduzido no sistema [8].

No caso geral das estruturas, o *objetivo* é representado pelo alcance do estado de equilíbrio da mesma, ou seja, pela obtenção do estado em que os valores das variáveis de saída são nulos.

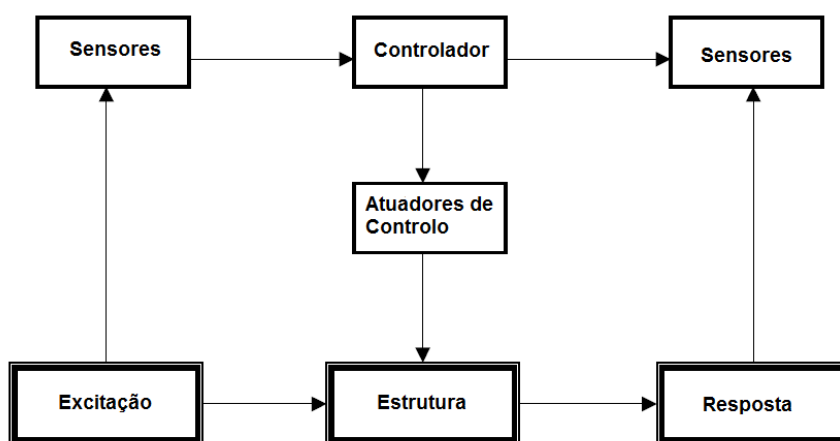


Fig.3.9. – Esquema de funcionamento de um sistema de controlo ativo em estruturas.

Após a definição das variáveis de estado, torna-se necessário proceder à determinação das equações de equilíbrio dinâmico que regem o comportamento dinâmico da estrutura. Deste modo, obtém-se uma representação matemática desse mesmo comportamento, interligando, ao mesmo tempo, o modelo físico com as variáveis de estado.

De seguida, procede-se à conceção do controlador tendo em conta a estratégia de controlo adotada (ver item 3.3.), que por sua vez serve de base para a formulação de uma “*lei de controlo*”. A “*lei de controlo*” consiste, essencialmente, no estabelecimento de uma relação funcional entre a resposta medida na estrutura e o sinal de controlo gerado pelo controlador.

O sinal do controlador pode ser digital ou analógico conforme se utilizem, ou não, conversores de sinal no circuito de controlo.

Por fim, e de forma a calibrar o modelo, procede-se à implementação, em tempo real, dos elementos que constituem o circuito de controlo: sensores, controlador e atuadores, efetuando-se ajustes sucessivos ao modelo numérico.

No entanto, a grande desvantagem destes sistemas revela-se na elevada quantidade de energia necessária para o funcionamento do sistema, energia essa proveniente de alimentadores energéticos exteriores.

“Os exemplos mais conhecidos deste tipo de sistemas são os defletores aerodinâmicos de geometria variável, os amortecedores de massas ativas “ATMD”, os sistemas de rigidez variável “AVS”, os sistemas de isolamento ativo da base e os sistemas de cabos ativos “ATS” [8].

### 3.2.2. CONTROLO ANALÓGICO VS CONTROLO DIGITAL

No controlo analógico, todos os intervenientes no circuito de controlo são analógicos, as quantidades representam-se por variações de voltagem ou de intensidade de corrente de uma forma contínua e todas as variáveis de estado são definidas em tempo contínuo.

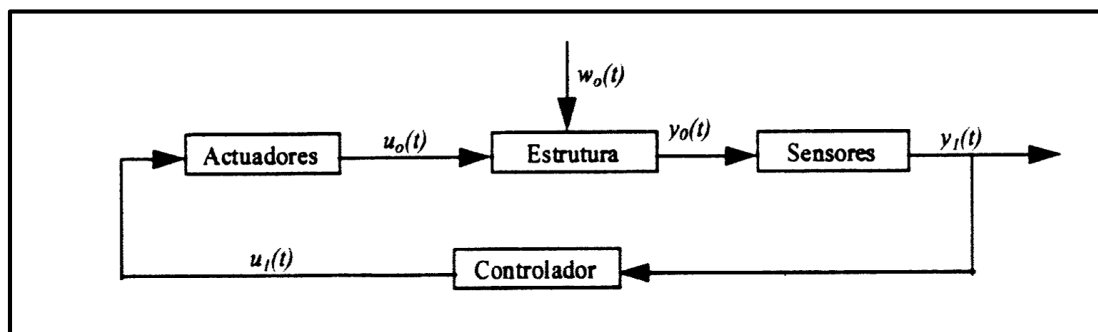


Fig.3.10. – Esquema de um sistema de controlo analógico [8]

No esquema apresentado está disposto um circuito de controlo analógico em que  $y_1(t)$  corresponde à resposta medida e  $u_1(t)$  corresponde ao sinal de controlo, estando estas variáveis relacionadas por uma “lei de controlo” formulada também em tempo contínuo e expressa da seguinte forma:

$$u_1(t) = f(y_1(t)) \quad (3.1.)$$

As forças de controlo aplicadas vêm representadas por  $u_o(t)$ , sendo  $w_o(t)$  a solicitação dinâmica que atua sobre a estrutura e  $y_o(t)$  a resposta da mesma.

Como se pode observar no diagrama esquemático, o controlador é responsável pela formulação de um modelo matemático que relacione diretamente a resposta medida,  $y_1(t)$ , com o sinal de controlo  $u_1(t)$ .

Por outro lado, o controlo digital caracteriza-se pela elevada capacidade de processamento das unidades de controlo que permite atingir graus de eficiência muito elevados. Comparativamente com o controlo analógico, o controlo digital possui uma maior precisão de controlo, maior capacidade de memória e implica custos mais reduzidos. Por esta variedade de razões, o recurso a unidades computacionais tem sido cada vez mais frequente na aplicação de sistemas de controlo.

Em contrapartida, dada a natureza digital do processo, o circuito de controle é formulado em tempo discreto, o que faz com que todas as variáveis intervenientes sejam também definidas em instantes discretos.

O princípio do controle ativo digital consiste em formular um algoritmo de controle que calcule, em tempo real e em cada instante  $k$  da ação (sendo  $k$  um número inteiro), o valor da sequência discreta de controle  $u(kT)$  a partir da sequência discreta da resposta da estrutura  $y(kT)$ , em que  $T$  corresponde ao período de ação que governa o circuito de controle.

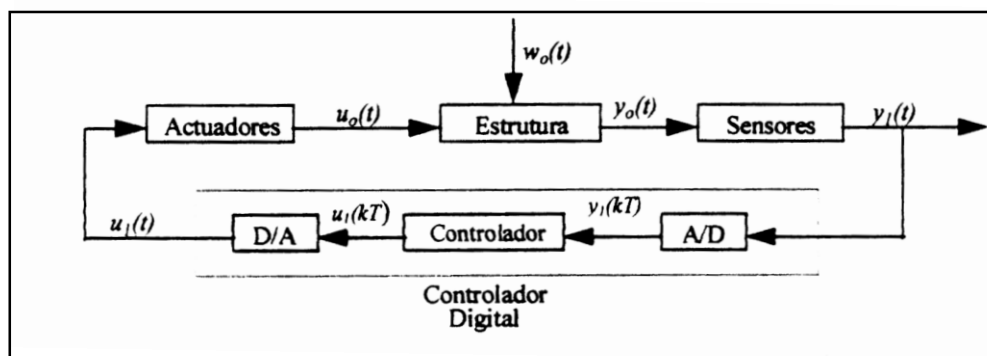


Fig.3.11. – Esquema de um sistema de controle digital [8].

Ora, como se pode compreender pela figura esquemática, o processo de funcionamento de um sistema de controle ativo digital consiste no seguinte:

A estrutura é submetida a uma excitação harmónica  $w_o(t)$  e a forças de controle traduzidas pela função  $u_o(t)$ . Os sensores medem a resposta  $y_o(t)$  da estrutura em tempo contínuo e transformam-na num sinal analógico  $y_1(t)$  que, na presença de um conversor analógico-digital, transformam esse sinal num sinal de impulsos discretos  $y_1(kT)$ . O sinal, agora digital, é captado por uma unidade computacional que implementa um algoritmo de controle para calcular, a partir de  $y_1(kT)$ , o valor do sinal de controle digital  $u(kT)$ . De seguida, um conversor digital-analógico descodifica novamente o sinal e transforma os impulsos discretos num sinal contínuo  $u_1(t)$ . Por fim, os atuadores mecânicos interpretam o sinal de controle analógico  $u_1(t)$  e exercem as forças  $u_o(t)$  sobre a estrutura [8].

A lei de controle expressa-se, neste caso, da seguinte forma:

$$u_1(kT) = f(y_1(kT)) \quad (3.2.)$$

### 3.3. ESTRATÉGIAS DE CONTROLO NOS SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO

#### 3.3.1. INTRODUÇÃO AO CONCEITO DE ESTRATÉGIA DE CONTROLO

Uma estratégia de controle, segundo a Teoria de Controle de Sistemas, corresponde, essencialmente, ao estabelecimento de uma relação funcional entre a resposta medida da estrutura a uma dada solicitação e o sinal de controle que é enviado ao atuador por parte do controlador.

Por outras palavras, corresponde ao estabelecimento das condições necessárias a verificar pelo sistema de medição da resposta estrutural para que o sinal de controle seja enviado ao atuador, sendo, ao mesmo tempo, estabelecida uma relação matemática que permita a obtenção das forças de controle a aplicar à estrutura.

Convém notar mais uma vez que as estratégias de controlo nos problemas dinâmicos podem tornar-se bastante complexas, no sentido em que a atuação do controlo tem de ser efetuada com grande precisão no instante pretendido, caso contrário a ação de controlo pode efetivamente amplificar a deformação da estrutura, em vez de atenuá-la.

As estratégias que têm sido alvo de aplicação no âmbito do controlo ativo de estruturas da Engenharia Civil são a estratégia de controlo ótimo, a estratégia de controlo por realimentação negativa, estratégia por alocação de polos e a estratégia de controlo preditivo<sup>9</sup>, todas elas desenvolvidas para a resolução de problemas dinâmicos.

### 3.3.2. ESTRATÉGIA DE CONTROLO ÓTIMO

Sendo uma estratégia com grande reconhecimento no campo do controlo ativo, esta estratégia baseia-se na Teoria do Controlo Ótimo, uma disciplina matemática desenvolvida com o intuito de se obter uma “lei de controlo” que minimize/maximize o funcional de um determinado problema de modo a que seja possível retirar o máximo de benefício possível desse mesmo problema.

Neste caso, “as forças de controlo resultam da minimização de uma função quadrática que é proporcional à energia libertada pela estrutura ao longo do intervalo de tempo que dura a excitação (esta energia inclui o trabalho produzido pelas forças de controlo)” [8]. A partir deste procedimento de formulação em tempo contínuo resulta a expressão que caracteriza o vetor da ação de controlo,  $u_1(t)$ , como o produto de uma matriz de ganho  $D$  pelo vetor de estado (resposta) da estrutura,  $y_1(t)$ .

$$u_1(t) = D \times y_1(t) \quad (3.3.)$$

A matriz de ganho  $D$ , obtida através da resolução de uma equação matricial de Ricatti que provém da minimização da função linear quadrática referida atrás, apesar de ser evolutiva no tempo, apresenta um caráter estacionário com o progresso do cálculo iterativo, o que revela ser uma vantagem de elevada conveniência pois viabiliza por completo a aplicação desta estratégia de controlo a estruturas com comportamento elástico linear, no sentido em que basta efetuar o cálculo da matriz uma única vez, previamente à aplicação do controlo. Esta matriz, sendo estacionária, depende unicamente das características da estrutura. Salienta-se novamente que este método apresenta apenas aplicabilidade em estruturas com comportamento elástico linear na medida em que, quando estas se encontram sujeitas a um regime não linear, a matriz de ganho perde as suas propriedades estacionárias e apresenta um caráter variável, tornando o seu cálculo num processo demorado e de enorme complexidade [8].

### 3.3.3. ESTRATÉGIA DE CONTROLO POR ALOCAÇÃO DE POLOS

Esta estratégia corresponde basicamente a uma variante da estratégia de controlo ótimo pois assemelha-se em tudo a esta, com exceção de um acréscimo de cálculo que se introduz na obtenção da matriz de ganho  $D$ , em que se pré-fixam as raízes do polinómio característico da equação matricial que rege o espaço de estado. Esta adição permite desenvolver um volume de cálculo bastante menor até à obtenção da matriz de ganho, o que se torna bastante vantajoso quando se tratam de estruturas com grandes

---

<sup>9</sup> Existe um outro tipo de estratégia denominada estratégia de controlo modal que, no fundo, não constitui propriamente uma estratégia de controlo mas sim uma descrição do sistema de controlo em coordenadas modais em vez de coordenadas gerais, pelo que pode ser aplicada a qualquer uma das estratégias referidas, estando normalmente associada à estratégia de controlo ótimo [8].



dimensões. Um inconveniente que não pode deixar de ser mencionado é o facto de tal pormenor adicional de cálculo trazer várias soluções matriciais para a matriz de ganho, soluções essas correspondentes a respostas dinâmicas distintas, o que significa que é necessário analisá-las e identificar, entre essas, qual a matriz que corresponde ao controlo otimizado pretendido [8].

#### 3.3.4. ESTRATÉGIA DE CONTROLO POR REALIMENTAÇÃO NEGATIVA

Este tipo de estratégia de controlo apresenta um leque de aplicabilidade muito grande tendo sido aplicado em várias áreas científicas, nomeadamente na Ciência Computacional, Engenharia Eletrónica, Engenharia de Sistemas, Engenharia Mecânica, Engenharia Acústica e até nos ramos da Economia e Biologia [8].

O controlo por realimentação baseia-se na constituição de um circuito fechado de *feedback* contínuo, em que se define computacionalmente uma resposta de referência da estrutura. Quando o sistema sofre um distúrbio de tal forma que a resposta da estrutura (monitorizada pelos dispositivos de medição) diverge da resposta de referência (sendo essa diferença denominada *erro*), é enviado um sinal de controlo ao atuador, por parte do controlador, para restituir a resposta desejada à estrutura. A denominação de realimentação negativa provém do facto da ação de controlo reagir em oposição à resposta estrutural.

Esta estratégia tem três limitações fundamentais:

- Pouca robustez, levando a níveis de controlo não muito rigorosos;
- Necessidade de ajuste do algoritmo face a potenciais problemas de instabilidade;
- Aplicável unicamente a sistemas com um grau de liberdade [8].

Esta última desvantagem pode ser contornada com a utilização de vários sistemas de controlo ativo em série, porém os custos associados a tal medida podem inviabilizar a aplicação desta estratégia de controlo.

#### 3.3.5. ESTRATÉGIA DE CONTROLO PREDITIVO

A estratégia de controlo preditivo foi desenvolvida na década de 1980 e, recentemente, tem sido alvo de aplicação no controlo e otimização de sistemas de armazenamento de energia ligados à exploração das Energias Renováveis e também de sistemas energéticos associados à exploração de energia através de Combustíveis Fosséis, como os que podem ser encontrados em refinarias de petróleo e centrais elétricas [10].

Esta estratégia diferencia-se das restantes na medida em que é formulada em tempo discreto enquanto todas as outras estratégias desenvolvem a sua metodologia segundo um domínio em tempo contínuo.

A estratégia, numa perspetiva da engenharia estrutural, consiste num processo iterativo de previsão da resposta estrutural baseando-se na sua evolução temporal dentro de um horizonte de previsão relativamente curto  $[t, t+T]$ , em que se divide o espaço temporal em amostras temporais iguais (Fig.3.12.). Tendo em conta essa previsão, calculam-se as forças de controlo a aplicar na estrutura em cada instante  $t$ , minimizando uma função de custo (tal como na estratégia de controlo ótimo) definida no intervalo  $[t, t+T]$ , de modo a que no instante  $t+T$  (fim do horizonte de previsão) a resposta da estrutura se aproxime da resposta efetivamente desejada. O processo repete-se continuamente para vários horizontes de previsão definidos de forma sequencial no tempo.

Esta abordagem, apesar de não ser totalmente optimizadora devido ao facto de implicar uma previsão da resposta da estrutura o que, como é óbvio, acrescenta automaticamente uma certa percentagem de erro à metodologia, na prática apresenta muito bons resultados, o que faz com que esta estratégia seja considerada a estratégia de controlo com o maior nível de eficiência no controlo ativo de vibrações em estruturas [8].

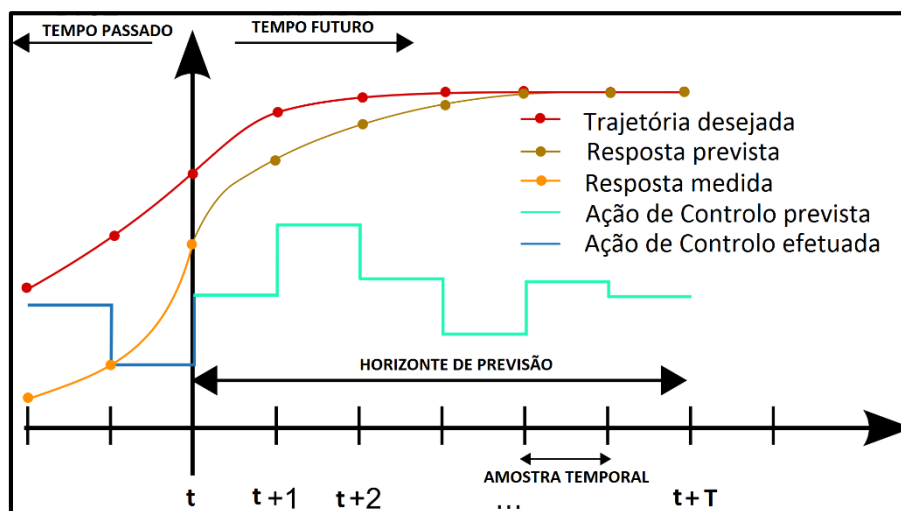


Fig.3.12. – Esquema de evolução de uma estratégia de controlo preditivo.

### 3.4. EXEMPLOS DE SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO

Como já foi referido anteriormente, desde a introdução do conceito e tecnologia dos sistemas de controlo na Engenharia Civil, tem-se verificado uma maior incidência na aplicação de sistemas de controlo passivo do que na aplicação de sistemas de controlo ativo. Tal facto deve-se, principalmente, aos custos associados ao processo do controlo ativo, à grande exigência de manutenção destes sistemas e à complexidade inerente à definição de estratégias de controlo ativo.

No entanto, como já foi referido, estes sistemas possuem também grandes vantagens em relação aos sistemas de controlo passivo e, como tal, existem, hoje em dia, vários modelos de aplicação deste tipo de sistemas, alguns constituindo apenas propostas teóricas, enquanto outros já se veem aplicados em casos reais.

De seguida são então apresentados os principais exemplos de sistemas de controlo ativo.

#### 3.4.1. DEFLECTORES AERODINÂMICOS DE GEOMETRIA VARIÁVEL

Este modelo foi desenvolvido de forma a melhorar o comportamento de estruturas em relação à ação do vento e tem sido alvo de aplicação em edifícios. O modelo original (Fig.3.13.), proposto por Larsen em 1991, foi sujeito a ensaios experimentais em túneis de vento, tendo-se obtido resultados extremamente favoráveis. É considerado um modelo extremamente vantajoso, em termos económicos, para pontes de grande vão [8].

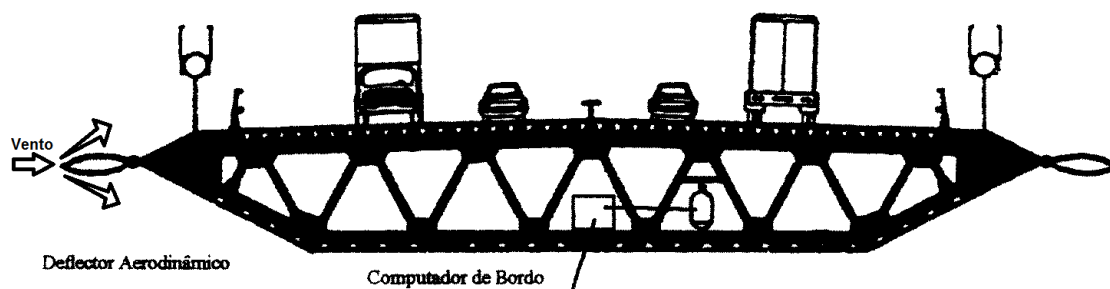


Fig.3.13. – Sistema de controle ativo eólico com defletores aerodinâmicos [8].

O modelo consiste na implantação de defletores aerodinâmicos nas zonas transversais extremas do tabuleiro, conforme mostra a Fig.3.13., defletores esses formados por braços mecânicos dispostos em planos biconvexos cujo ângulo de abertura torna-se automaticamente adaptável à ação do vento que esteja a atuar num determinado momento. Esse ângulo é alterado de acordo com a intensidade da ação do vento, ou seja, se a intensidade da ação do vento na estrutura for elevada, o ângulo de abertura dos defletores aerodinâmicos aumentará, “empurrando” o vento para fora da estrutura.

#### 3.4.2. AMORTECEDORES DE MASSAS ATIVAS “ATMD”

Os ATMD’s (“*Active Tuned Mass Dampers*”) constituem o sistema de controle ativo mais desenvolvido, divulgado e, porventura, utilizado na Engenharia de Estruturas [8]. Têm um funcionamento idêntico aos TMD’s na medida em que são formados por massas adicionais rolantes que são colocadas na estrutura, sintonizadas numa determinada frequência (normalmente na frequência fundamental da estrutura), de modo a que, quando a estrutura (e, portanto, o sistema de controle) se encontre sujeita a movimentos oscilatórios provocados por ações dinâmicas, as suas oscilações contrariem as oscilações adquiridas pela massa estrutural. As massas dotam a estrutura de uma rigidez e capacidade de amortecimento extra que permitem uma maior dissipação da energia associada ao movimento de deformação da estrutura. No entanto, os ATMD’s distinguem-se dos TMD’s a partir da implantação de um atuador mecânico (sistema hidráulico), controlado por um computador de bordo (controlador), ligado à massa adicional, que exerce sobre esta forças de controle calculadas pelo controlador de forma a melhorar o processo de compensação do movimento da estrutura, ou seja, de forma a aumentar a componente do amortecimento global na resposta dinâmica da estrutura. Tal complemento exige, obrigatoriamente, um fornecimento contínuo de energia a partir de uma fonte de alimentação externa.

A massa e a rigidez dos ATMD’s, tal como nos TMD’s, são definidas para que o aparelho fique ajustado, de forma conservativa, a uma frequência ligeiramente inferior à frequência do movimento da estrutura que se pretende controlar. Isto significa que a massa adicional infere os maiores movimentos contrariantes ao movimento da estrutura para uma frequência de vibração aproximadamente igual à frequência de oscilação que se pretende controlar [11].

Concluindo, o sistema, na sua atuação, procura provocar, através da colocação de massas adicionais, o aparecimento de forças de inércia que contrariem o movimento induzido pela solicitação dinâmica, e ajustar esse efeito de compensação através da exerceção de ações de controle sobre essas massas adicionais, sendo essas ações de controle calculadas por um controlador, com base na medição da resposta da estrutura, e materializadas através de atuadores mecânicos [11].

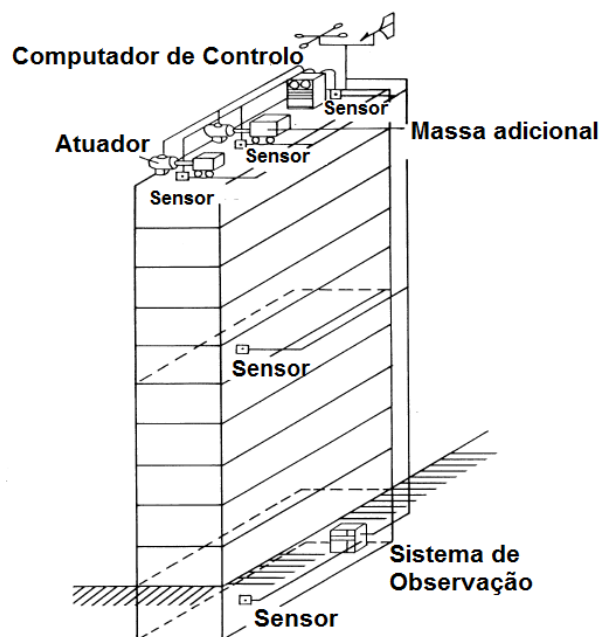


Fig.3.14. – Exemplo de um circuito de controlo de um sistema ATMD.

Estes atuadores podem estar diretamente ligados à massa adicional (Fig.3.15.), ou podem ser implantadas massas auxiliares mais reduzidas, colocadas sobre as massas adicionais, de forma a haver liberdade de movimento horizontal relativo entre estas (mas, ao mesmo tempo, havendo transmissão de forças de inércia), que liguem diretamente aos atuadores e funcionem como elementos intermediários entre estes e a estrutura (Fig.3.16.).

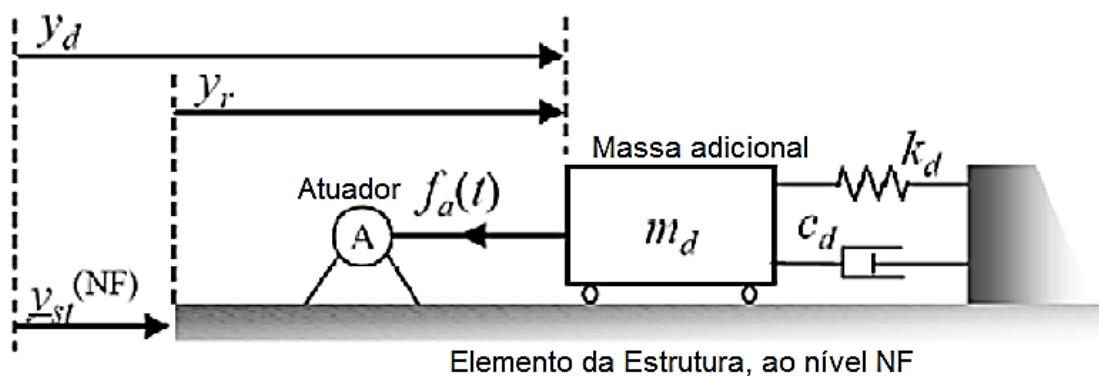


Fig.3.15. – Modelo esquemático de um ATMD constituído apenas por uma massa [9].

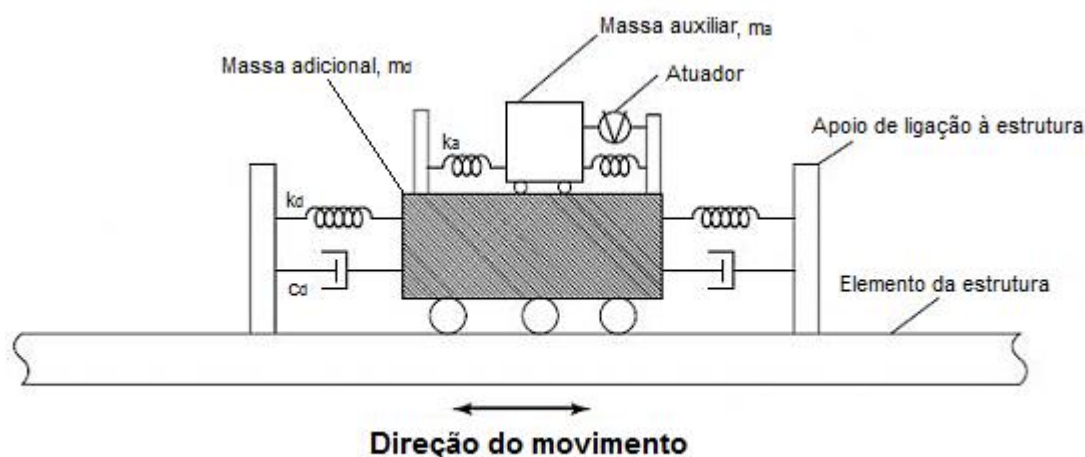


Fig.3.16. – Modelo esquemático de um ATMD com a adição de uma massa auxiliar.

De forma a potencializar a sua eficiência máxima, os ATMD's devem ser colocados, idealmente, nas zonas onde é expectável que a deflexão da estrutura seja máxima, ou seja, no topo dos edifícios ou a meio-vão, no caso das pontes.

Estes sistemas, tal como os TMD's, são de fácil montagem e execução e produzem resultados extremamente satisfatórios na redução de respostas dinâmicas, pelo que têm sido alvo de aplicação em vários casos práticos, geralmente com o intuito de minorar o efeito da ação do vento em edifícios. Isto deve-se ao facto de, nos casos de ocorrência de ações sísmicas de elevada intensidade, a estrutura poder comportar-se inelasticamente, aumentar o seu período, e dessa forma, romper a sintonização do aparelho com ela mesma [8][11]. Contudo, “recentemente tem-se vindo a realizar mais estudos numéricos e experimentais sobre a influência que a implementação destes dispositivos terá na redução da resposta de estruturas a ações sísmicas” [11], pelo que se tem verificado uma utilização crescente destes sistemas com o intuito de controlar tais ações [11]. No entanto, o recurso a ATMD's e TMD's para efeitos de controlo dinâmico de uma estrutura apresenta algumas restrições - nomeadamente no controlo de vibrações - devido ao facto de as estruturas reais possuírem vários modos de vibração e estes dispositivos terem apenas a capacidade de serem sintonizados para uma única frequência. Normalmente, a frequência sintonizada nos dispositivos é a frequência fundamental da estrutura e, de facto, a sua resposta, para tal modo de vibração, é reduzida consideravelmente. No entanto, essa consideração implica uma redução não tão eficaz nos restantes modos, podendo até, em alguns casos, ocorrer uma agravação da resposta, pelo que, como alternativa, se deve proceder a implantação de uma maior quantidade de ATMD's/TMD's na estrutura, cada um sintonizado para uma determinada frequência pré-definida e compatível com os diferentes modos de vibração da estrutura. Porém, aliado a este fator reside um outro problema, que consiste na necessidade de se reservar um espaço de grandes dimensões para a implantação destes dispositivos, o que, por si só, constitui um enorme inconveniente na elaboração do projeto [11].

Registam-se inúmeros casos reais em que foram aplicados ATMD's, dos quais fazem parte o Citigroup Center em Nova Iorque, o edifício John Hancock em Boston e a torre Canadian National Tower em Toronto [11].

### 3.4.3. SISTEMAS DE RIGIDEZ VARIÁVEL “AVS”

O estudo de investigação na área do Controlo Ativo tem apresentado, sobretudo, um grande foco na obtenção de controlo estrutural através da imposição de forças de controlo à estrutura. Porém, como estes sistemas estão geralmente mais direcionados para a mitigação dos efeitos da ação do vento nas estruturas e visto que não são propriamente adaptáveis aos diferentes modos de vibração destas últimas, nasce a necessidade de se criarem mecanismos capazes de diminuir eficazmente as respostas deformacionais das estruturas e os efeitos de tais respostas na segurança e funcionalidade das mesmas, para a atuação das ações sísmicas (sobretudo) e para qualquer frequência de vibração que as estruturas possam adquirir.

Ora, os sistemas de rigidez variável AVS (“*Active Variable Stiffness*”) foram criados exatamente com esse propósito. O sistema é constituído por barras metálicas de contraventamento colocadas na direção transversal de um edifício e por um dispositivo de variação de rigidez (VSD – “*Variable Stiffness Device*”) que, por sua vez, é colocado entre o topo das barras de contraventamento e a viga lateral do pórtico correspondente (Fig.3.17.). Estes dispositivos são responsáveis pela alteração de rigidez do edifício na sua direção transversal e funcionam segundo dois estados possíveis:

- Estado acionado, no qual é estabelecida a ligação entre as barras de contraventamento e a viga lateral do edifício, por intermédio do VSD, acionando a funcionalidade do sistema de contraventamento da estrutura e, por consequente, aumentando a rigidez transversal do edifício.
- Estado desligado, no qual a referida ligação é desfeita e o edifício toma a sua rigidez própria.

[12]

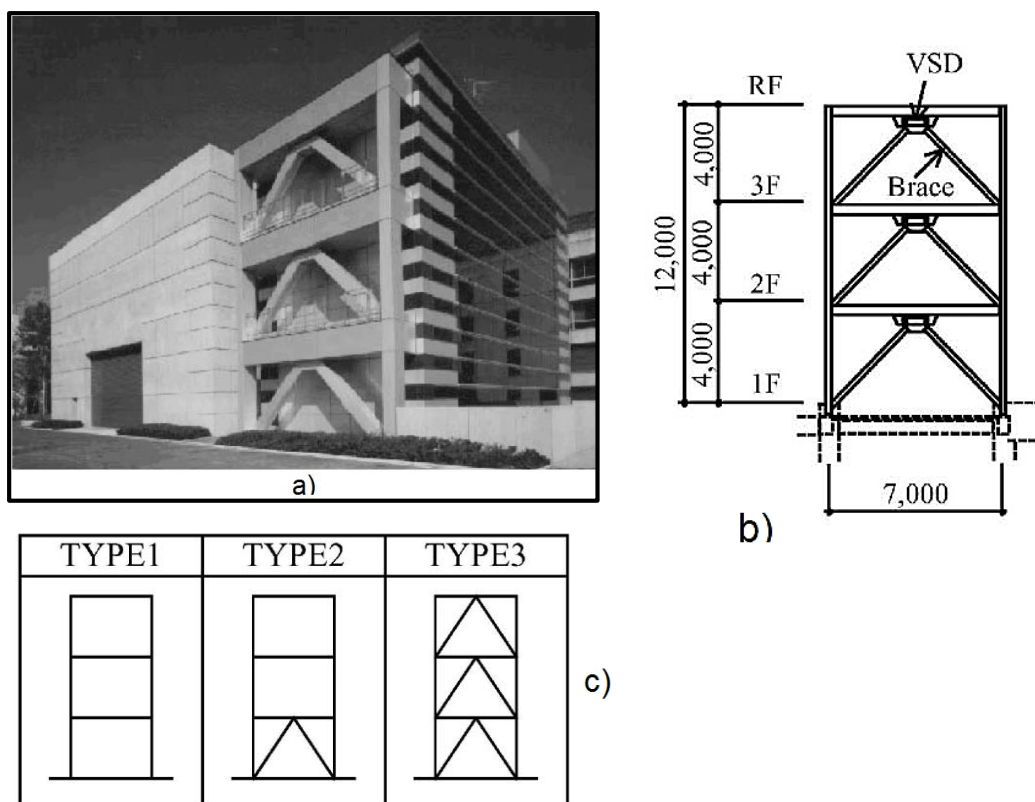


Fig.3.17. – Sistema de rigidez variável: a) Vista em perspectiva; b) Vista transversal esquemática; c) Modos de rigidez. [12]

O controlo é então conseguido através da alteração da rigidez do edifício (e consequentemente, da sua frequência natural) de acordo com a natureza do sismo, assegurando sempre a não ocorrência do fenómeno de ressonância para qualquer ação sísmica e evitando, ao mesmo tempo, um estado estacionário da resposta. Esta estratégia requer que o sistema seja capaz de prever, em tempo útil, os parâmetros que levam a estrutura a atingir o fenómeno de ressonância para diferentes solicitações sísmicas possíveis. Ora, hoje em dia, após vários estudos intensivos e com a evolução tecnológica que tem ocorrido, existe uma grande variedade de modelos numéricos e simuladores digitais que permitem a previsão, em tempo real, da resposta da estrutura para todos os seus modos de rigidez, servindo-se apenas de dados medidos por sensores relativos à excitação externa. A estratégia de controlo destes sistemas é, portanto, uma estratégia em *feed-forward*. Refira-se, ainda, que alguns destes simuladores incluem até, na sua análise, o comportamento não linear da estrutura [12].

O circuito de controlo típico destes sistemas é formado pelos dispositivos apresentados na Fig.3.18.

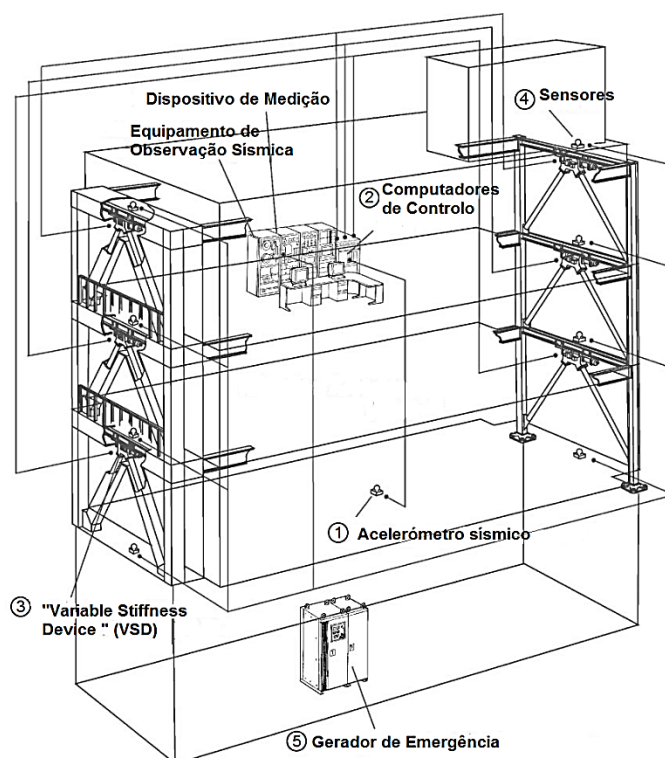


Fig.3.18. – Exemplo de um circuito de controlo de um sistema AVS [12].

Em primeiro lugar, os acelerómetros ((1) na Fig.3.18.) colocados ao nível do solo registam as acelerações sísmicas e enviam os dados obtidos para o controlador (computador(es) de bordo, (2)) que, por sua vez, contém o algoritmo do simulador em tempo real que permite obter os parâmetros de previsão comportamental da estrutura necessários ao processo de controlo. De seguida, o controlador, com base nos resultados obtidos, seleciona o modo de rigidez que proporciona uma maior compensação do movimento de resposta da estrutura e envia um sinal de controlo aos VSD's ((3)) instalados no edifício para que estes entrem em funcionamento de acordo com o modo de rigidez escolhido. É ainda instalada uma unidade de geração de energia elétrica de reserva ((5)) para o caso de ocorrerem falhas de energia durante a atuação sísmica.



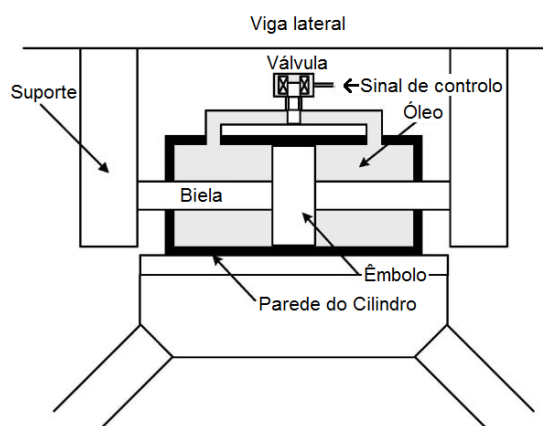


Fig.3.19. – Exemplo de um VSD – “Variable Stiffness Device” [12].

O dispositivo-chave para o funcionamento do sistema AVS é o VSD (Fig.3.19.). Este é formado por um cilindro hidráulico em que no seu interior é depositado um fluido hidráulico cujos movimentos são realizados de acordo com uma válvula de regulação e que, por sua vez, são responsáveis pelos processos de acionamento e desligamento da conexão viga-barras de contraventamento. A ação da válvula é realizada de acordo com o sinal de controlo enviado ao dispositivo.

Além disso, como o sistema consiste na implantação, em série, dos elementos de contraventamento e do VSD, a rigidez e o fator de amortecimento viscoso da estrutura variam simultaneamente de acordo com o sinal de controlo, o que significa que, se o tempo de abertura da válvula for perfeitamente adequado para a operação de acionamento da rigidez adicional, então o fator de amortecimento da estrutura e, consequentemente, a sua capacidade de amortecimento, aumentam enquanto a rigidez é alterada [12].

O processo de funcionamento do sistema desenrola-se com o recurso a quantidades de energia relativamente reduzidas e apresenta um elevado nível de eficiência, mesmo para sismos extremamente severos. Adicionalmente, caso ocorram erros na transmissão de dados dos sensores para o controlador que resultem no envio de um sinal de controlo errado, os VSD's não induzirão qualquer ação/vibração sobre a estrutura pois, como não são atuadores, limitam-se apenas a alterar as propriedades de rigidez da estrutura. Devido a estas características, muitos autores categorizam o sistema AVS como um sistema de controlo semi-ativo [12].

A utilização dos sistemas AVS não se limita apenas à construção de edifícios, havendo alguns casos em que se regista a utilização deste tipo de sistemas em estruturas de viadutos e pontes [12].

#### 3.4.4. SISTEMAS DE ISOLAMENTO ATIVO DA BASE

O conceito de isolamento sísmico foi criado com o intuito de se produzir uma independência de movimentos horizontais entre a estrutura e o seu solo de fundação para que, na ocorrência de um sismo, a energia transferida do solo para a estrutura seja relativamente reduzida. Este processo implica, portanto, a eliminação de todas as ligações, no plano horizontal, entre a estrutura e o solo de fundação.

Os sistemas de isolamento podem ser materializados sob a forma de aparelhos de apoio elastoméricos, deslizantes ou ainda por blocos de apoio de borracha em associação com dissipadores [11].

Geralmente, os dispositivos de isolamento são inseridos sob a estrutura ao nível das fundações, sendo-lhes atribuído, nesses casos, a denominação de sistemas de isolamento sísmico de base. Estes isoladores,



devido à sua capacidade de absorção e flexibilidade, têm a capacidade de refletir e absorver parte da energia que lhes é transmitida pelo solo antes de a transferirem para a estrutura. É importante referir que estes sistemas têm de ser capazes de suportar as forças verticais que provêm da estrutura pois, como é óbvio, as ligações no plano vertical entre o solo e esta última têm de ser obrigatoriamente mantidas.

“A eficiência deste tipo de sistemas depende da capacidade de filtrar as componentes de excitação com frequência próxima da frequência fundamental da estrutura” [11]. No entanto, não é aconselhável a sua aplicação a estruturas muito flexíveis devido aos riscos de instabilidade inerentes ao facto de se ter um corpo com tanta liberdade de movimentação [11].

Note-se que os sistemas de isolamento de base, na sua forma mais elementar (sistemas passivos), não asseguram qualquer tipo de dissipação de energia associada à frequência de oscilação da estrutura, estando apenas a remover a influência que o movimento do solo possui sobre a estrutura. Como tal, a dissipação de energia que ocorre com este sistema é dada apenas por atrito entre os isoladores e os elementos da estrutura, aquando do movimento do solo.

No entanto, o sistema pode perder o seu carácter passivo e tornar-se num sistema de controlo ativo através da introdução de atuadores hidráulicos ao nível da base da estrutura, governados por um controlador, que sejam responsáveis pela execução de forças de controlo que atuem no sentido de diminuir os deslocamentos, velocidades ou acelerações associadas às oscilações da estrutura e que, desse modo, reduzam substancialmente os cortes basais, providenciando uma maior capacidade de amortecimento ao sistema “*isolamento de base + estrutura*”.

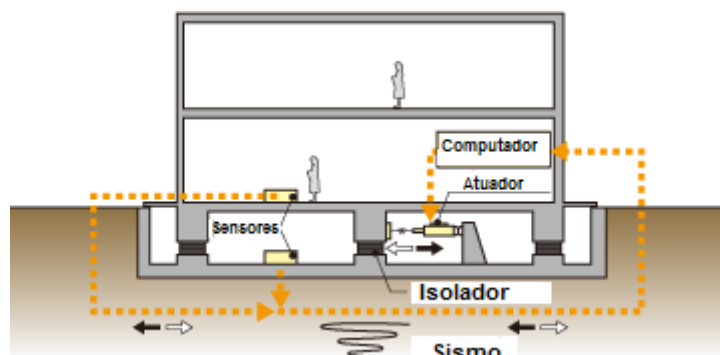


Fig.3.20. – Circuito de Controlo de um Sistema de Isolamento de Base Ativo (crédito da imagem: OBAYASHI CORPORATION).

A estratégia de controlo destes sistemas é, normalmente, uma estratégia em *feedback* na qual os sensores (acelerómetros, velocímetros) medem a resposta da estrutura à ação sísmica e enviam os dados para o controlador que se encarrega de calcular as forças de controlo a aplicar à estrutura e, de seguida, envia o sinal de controlo aos atuadores para que estes exerçam tais forças.

A aplicação destes sistemas, a nível de estratégias de controlo, pode ser relativamente simples, nomeadamente nos casos em que se pretenda efetuar um controlo de oscilações segundo uma ou duas direções (instalando-se atuadores nas duas direções) ou pode tornar-se um pouco mais complexa, mais propriamente nos casos em que se procura efetuar um controlo em 3D, ou seja, tendo também em conta os movimentos rotacionais (de torsão) das estruturas [13].

### 3.4.5. SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO ATIVO “ABS”

Os sistemas de contraventamento ativo ABS (“Active Bracing System”) consistem na introdução de elementos de contraventamento numa estrutura, sob a forma de barras metálicas ou cabos de aço, ligados a atuadores hidráulicos rígidos que, por sua vez, exercem sobre tais elementos, forças bilaterais (trações ou compressões) com uma frequência muito alta de forma a reduzir substancialmente os deslocamentos, velocidades ou acelerações na resposta da estrutura a uma dada solicitação dinâmica. Os atuadores são colocados nas extremidades dos elementos de contraventamento e são regulados por um controlador que determina as forças de controlo a instalar nos elementos, com base num determinado algoritmo de controlo, após ser servido com os dados relativos à resposta da estrutura que são medidos pelos sensores instalados na mesma (Fig.3.21.).

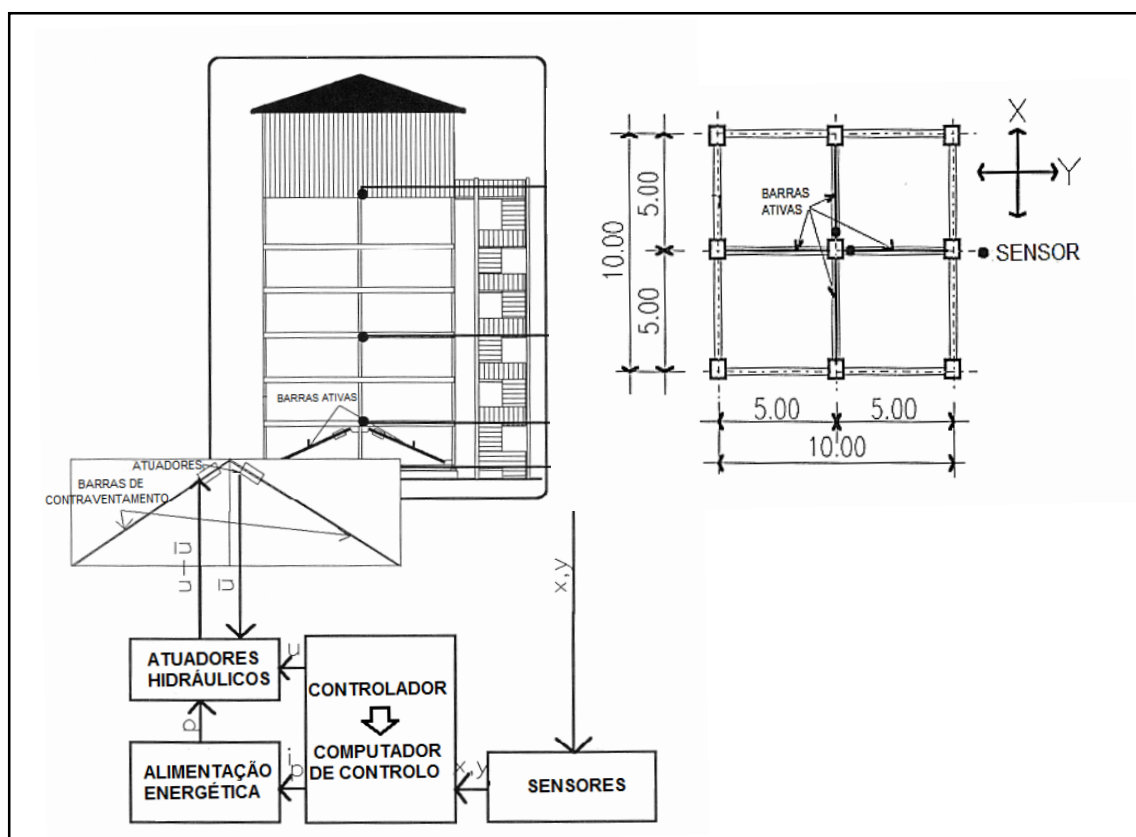


Fig.3.21. – Circuito de controlo de um sistema de contraventamento ativo ABS.

A estratégia de controlo deste tipo de sistemas desenvolve-se em *feedback*.

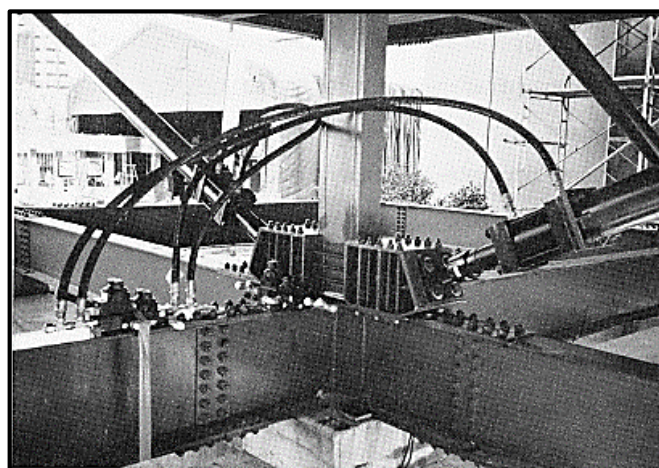


Fig.3.22. – Pormenor de um nó com elementos ativos de contraventamento e respetivos atuadores.

#### 3.4.6. SISTEMAS DE CABOS ATIVOS “ATS”

Grande parte dos estudos investigativos relacionados com a aplicação de sistemas de controlo na Engenharia Sísmica e Dinâmica envolvem, essencialmente, atuadores com cabos ativos [8].

O sistema de cabos ativos ATS (“Active Tendon System”) consiste na introdução de cabos ativos numa estrutura, ligados a um atuador que permita o esticamento de tais cabos, impondo, com esse processo, determinadas forças de tração, previamente calculadas por um controlador, que são transmitidas à estrutura, alterando, desse modo, o seu comportamento estrutural mediante uma determinada ação solicitante. No capítulo 2 foram referidos sistemas de cabos provisórios ativos cuja aplicação tem o intuito de auxiliar o processo construtivo das pontes em arco. Ora, esses sistemas são um exemplo claro de sistemas de cabos ativos “ATS”, estando apenas mais direccionados para a realização de um controlo estrutural no domínio estático.

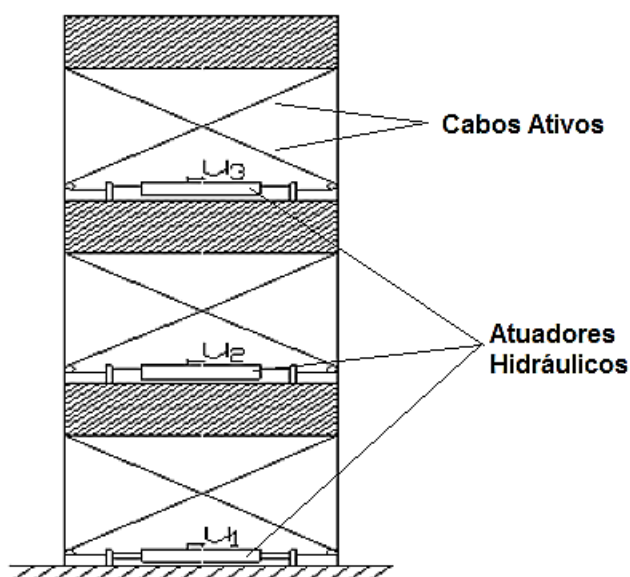


Fig.3.23. – Sistema ATS aplicado em múltiplos graus de liberdade [14].

Por se tratarem de cabos, os elementos ativos são apenas capazes de suportar trações, o que significa que os atuadores desenvolvem apenas atividades unilaterais. No entanto, a versatilidade geométrica associada aos cabos, em conjunto com a escolha adequada da localização de inserções e roldanas, torna possível a aplicação de forças de controlo com um grau de eficiência elevado [8].

Além disso, este sistema tem vindo a ser desenvolvido para várias disposições diferentes dos cabos ativos e para vários tipos de mecanismos servo-hidráulicos, assim como para várias metodologias de controlo diferentes (Fig.3.24.). Da mesma forma, a sua versatilidade permite ainda que o sistema apresente uma grande variedade de aplicações para diversas tipologias estruturais, desde, por exemplo, ser aplicado com o intuito de reduzir as vibrações induzidas por ações dinâmicas em edifícios correntes, até ser utilizado para evitar problemas de ressonância em pontes com grandes vãos ou ainda até, como foi referido anteriormente, para efetuar um controlo estático ou *quasi-estático* sobre os processos construtivos das pontes em arco [8].

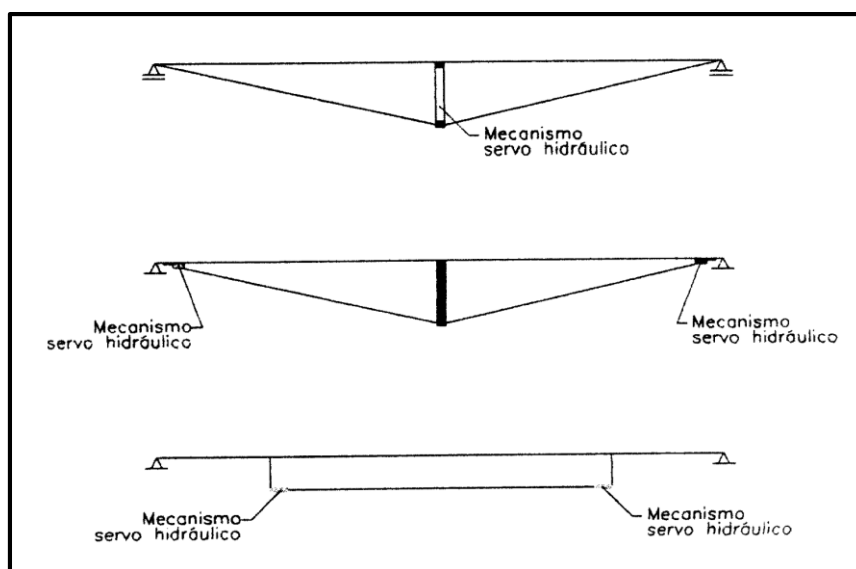


Fig.3.24. – Disposições diferentes para um sistema de cabos ativos aplicado num vão de uma ponte sujeita a vibrações induzidas por cargas de tráfego [8].

### 3.5. SISTEMAS E DISPOSITIVOS DE MEDIÇÃO ESTRUTURAL

Nos tempos recentes, tem-se notado na Engenharia de Estruturas, um aumento exponencial do interesse das suas partes na temática referente aos sistemas de medição e monitorização estrutural. Este facto é facilmente explicado por toda a preocupação que ronda à volta do envelhecimento e degradação das estruturas, pela necessidade crescente de se validar o comportamento das estruturas modernas que são alvo de um *design* de elevada complexidade, e ainda pela vulnerabilidade das estruturas muito flexíveis em relação às vibrações causadas por ações dinâmicas. Em concordância, os avanços tecnológicos progressivos permitem que a instalação e a operação de sistemas de monitorização permanentes se torne mais prática e económica, além de proporcionar uma mais eficiente transmissão e processamento dos dados recolhidos pelo sistema [3].

Ora, como se tem vindo a explicitar ao longo deste trabalho, os dispositivos de medição constituem um elemento integrante dos sistemas de controlo ativo, sendo imprescindíveis para a aplicação de controlo nas estruturas.

Como tal, qualquer avanço realizado na tecnologia integrada nestes sistemas é, de igual modo, benéfico para o aumento da eficiência dos sistemas de controlo ativo.

Na sua generalidade, os dispositivos de medição estrutural são transdutores, ou seja, são dispositivos capazes de converter um sinal apresentado sob a forma de energia mecânica, num sinal elétrico. Este último é posteriormente enviado a um dispositivo eletrónico de leitura e processamento, que exibe o valor mensurado.

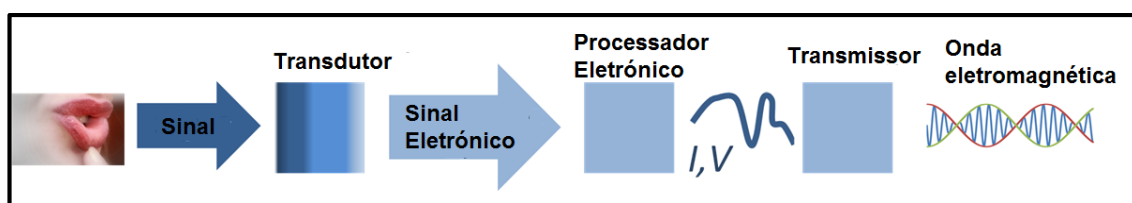


Fig.3.25. – Esquema demonstrativo da aplicação de um transdutor para a conversão de sinais sonoros em ondas eletromagnéticas, num sistema de comunicação.

Apresentam-se, de seguida, os principais dispositivos de medição aplicados às estruturas, alguns mais direcionados para a realização de um controlo no domínio estático, outros para um controlo no domínio dinâmico.

#### ▪ Extensómetros

Os extensómetros são transdutores que permitem medir a deformação de um determinado corpo ao qual se encontram acoplados. Existem vários tipos de extensómetros, porém os mais utilizados na Engenharia Civil são os extensómetros de resistência elétrica, os extensómetros de corda vibrante e os extensómetros em fibra ótica baseados em redes de Bragg. Estes dispositivos podem ser fabricados em malha de forma a providenciarem a realização de medições em várias direções.

##### ▪ Extensómetros de Resistência Elétrica

Um extensómetro de resistência elétrica é um instrumento de medição de alta precisão que é constituído por um fio condutor muito fino, colado a uma folha também muito fina e sensível que se designa por suporte do extensómetro. A colagem é efetuada a partir de aplicação de uma camada de resina. O fio condutor é disposto de maneira a que a direção de maior desenvolvimento seja coincidente com a direção do extensómetro e, portanto, com a direção associada à extensão a medir (Fig.3.26.). Nas extremidades do fio são ainda colocados dois terminais que permitem a fixação dos cabos de ligação ao instrumento de leitura.

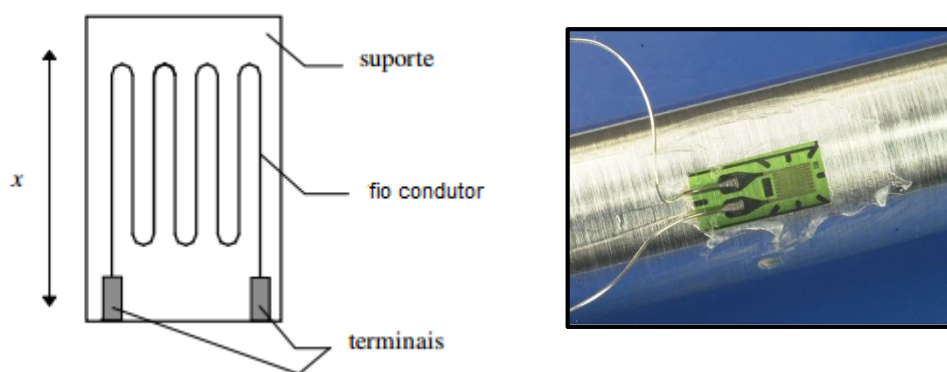


Fig.3.26. – Extensómetro de resistência elétrica [17].

O extensómetro baseia a sua medição no efeito piezoresistivo do material do fio condutor. Este efeito consiste na alteração da resistência elétrica de um circuito quando sobre este é aplicada uma tensão mecânica.

Ora, qualquer deformação a que a estrutura fique sujeita será transmitida aos fios através da camada de resina e do material de suporte do extensómetro. Se a deformação for expansiva, a área associada ao suporte e ao fio condutor aumenta, o que por sua vez, implica um aumento da resistência elétrica do circuito. Reciprocamente, se a deformação for de contração, tal área diminui, assim como a resistência elétrica do circuito. Por sua vez, a variação da resistência elétrica do circuito (calculada, por exemplo, através da criação de uma *Ponte Wheatstone*) está relacionada com a deformação longitudinal do extensómetro a partir do *Fator Gauge*, fator esse que depende do material do fio condutor. Ora, deste modo, conhecendo o valor do *Fator Gauge* e o valor da variação de resistência elétrica, torna-se possível obter o valor da deformação do elemento ao qual o extensómetro está acoplado [17].

#### ▪ Extensómetros de Corda Vibrante

Os extensómetros de corda vibrante são instrumentos de alta precisão constituídos por um fio de aço tracionado entre duas bases de suporte fixas que se encontram a uma determinada distância uma da outra. Quando o dispositivo sofre uma deformação, a distância entre as bases é alterada, assim como o esforço de tração instalado no fio. Ora, uma alteração no estado de tensão do fio implica, naturalmente, uma variação da sua frequência natural de oscilação que, por sua vez, pode ser correlacionada com a deformação que provoca tal efeito. São ainda colocadas duas bobinas na zona central do fio de aço, uma em cada lado do fio, que a partir de impulsos de tensão enviados por uma unidade de leitura portátil, induzem um campo magnético sobre o fio que o leva a oscilar segundo a sua nova frequência própria. O fio oscila durante um curto período de tempo, produzindo uma corrente alternada sinusoidal que é enviada sob a forma de um sinal elétrico para a unidade de leitura que, por sua vez, processa o sinal e regista a frequência de oscilação do fio. Esta frequência permite obter a variação do comprimento do fio através de uma determinada correlação que tem em conta a sua frequência própria de oscilação antes da deformação. Ora, a variação do comprimento do fio corresponde justamente à deformação do elemento ao qual está acoplado o extensómetro.

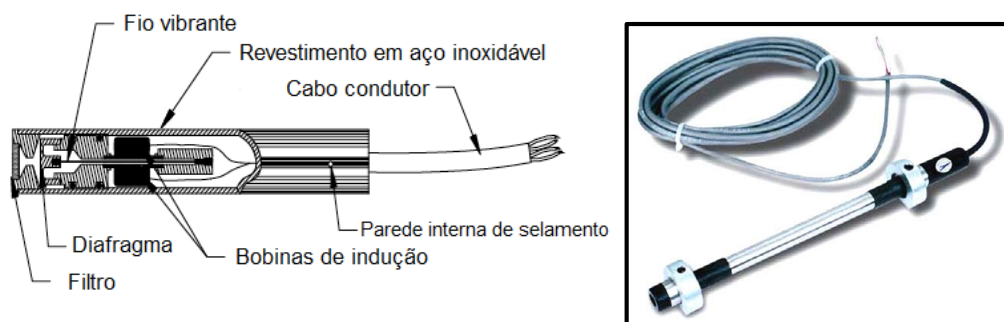


Fig.3.27. – Extensómetro de corda vibrante.

#### ▪ Extensómetros em Fibra Ótica baseados em Redes de Bragg

Uma rede de Bragg gravada em fibra ótica consiste numa modelação local e periódica do índice de refração do núcleo da fibra. Normalmente, são utilizadas fibras com uma concentração elevada de germânio.

A rede de Bragg opera como um filtro espectral reflexivo que, de um leque vasto de comprimentos de onda que tenham sido acoplados à fibra, seleciona um determinado comprimento de onda ao qual se atribui a designação de comprimento de onda de Bragg [17].

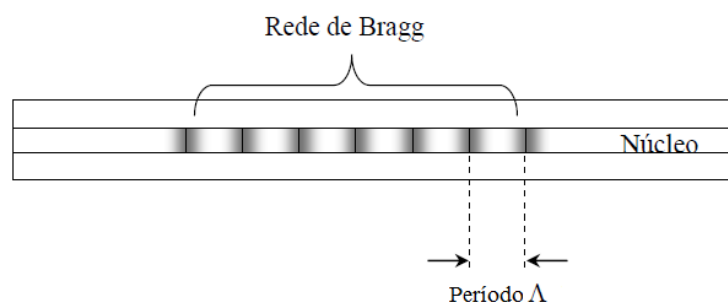


Fig.3.28. – Esquema da modulação local do índice de refração do núcleo da fibra ótica que constitui a rede de Bragg.

Ora, quando a rede for submetida a uma deformação, o comprimento de onda de Bragg, por consequência, sofrerá também uma variação. Por um lado, se a rede for tracionada, observa-se um aumento da periodicidade espacial da modelação do índice de refração que, por sua vez, leva a um aumento do respetivo comprimento de onda de Bragg. Reciprocamente, se a rede for comprimida, observa-se uma diminuição da periodicidade espacial da modelação do índice de refração que, por sua vez, induz uma diminuição do respetivo comprimento de onda de Bragg. Por fim, a partir de uma correlação entre a variação do comprimento de onda de Bragg e a deformação sofrida pela rede de Bragg, obtém-se o valor desta última, que corresponde justamente à deformação do elemento ao qual o extensómetro está acoplado [17].



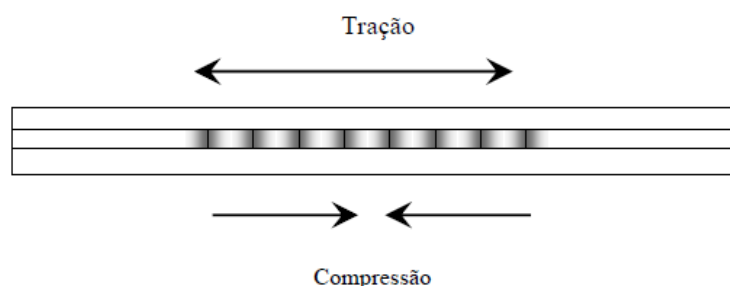


Fig.3.29. – Esquema do deslocamento espectral de uma rede de Bragg submetida a um esforço de tração e compressão [17].

Algumas das principais vantagens dos sensores baseados em redes de Bragg são o baixo consumo energético associado, a possibilidade de conexão, em série, dos sensores a um canal de medição, e a inexistência de qualquer sinal elétrico no circuito de funcionamento do dispositivo, o que significa que estes sensores são imunes a distorções do sinal por intermédio de eventuais campos eletromagnéticos e, portanto, asseguram uma transmissão de dados de elevada qualidade ao longo de dezenas de quilómetros [17].

#### ▪ Células de Carga

As células de carga são transdutores de forças a partir dos quais é medida, de forma indireta, a força que está a ser exercida sobre um determinado elemento estrutural. É um dispositivo bastante utilizado no domínio das estruturas devido à sua precisão de medição e versatilidade em relação à intensidade das cargas aplicadas, pois tanto podem ser utilizadas para medir o esforço axial instalado no tabuleiro de uma ponte como para servir de base medidora para uma balança de precisão.



Fig.3.30 – Célula de carga [17].

Estes elementos dispõem de inúmeros tamanhos possíveis dependendo da sua aplicação. São caracterizados pelo seu modo de operação, ou seja, se são capazes de medir forças de compressão e/ou tração, pelo ambiente compatível com o seu funcionamento, o intervalo de forças para o qual são capazes de medir, a precisão da medição e, por fim, pelo valor da carga máxima suportada.



Existem, fundamentalmente, três tipos principais de células de carga que são utilizados na Engenharia Civil:

- Células de carga de extensômetros de resistência elétrica;

São o tipo de células de carga mais comuns e consistem na acoplação de um certo número de extensômetros de resistência elétrica (normalmente são utilizados quatro) de forma a formarem um circuito em *Ponte de Wheatstone*, ou seja, um circuito elétrico cujo esquema de montagem permita a medição do valor de uma resistência elétrica desconhecida. Os extensômetros, por sua vez, deformam-se em conjunto com o corpo da célula quando a força que se pretende medir é instalada no dispositivo. Ora, associado à deformação dos extensômetros está uma variação da resistência elétrica dos circuitos que integram os mesmos e a partir de uma correlação desta variação de resistência elétrica (que é possível de calcular devido à *Ponte de Wheatstone*) com a deformação dos extensômetros, torna-se possível calcular o valor desta última. Note-se que, para que este processo seja executado com êxito, é necessário que o material que constitui o corpo da célula apresente um comportamento elástico para a força instalada. A forma e o tamanho da célula têm também enorme influência sobre este aspeto, devendo ser objeto de cuidadosa ponderação, para que no final conduzam a uma linearização dos resultados. Note-se também que, quanto maior for o número de extensômetros utilizados, maior será a precisão da medição.

As variações de temperatura geram deformações nos corpos sólidos, deformações essas que, nos extensômetros, são contabilizadas como deformações provocadas pela ação da força a ser medida, pelo que surge a necessidade de se “compensar” essa introdução adicional de deformação causada pelos efeitos da temperatura através de um aumento ou diminuição da resistência elétrica do circuito de *Wheatstone* (conforme as variações de temperatura sejam positivas ou negativas). Essa “compensação” pode ser garantida através de vários métodos, sendo um deles dotar os fios condutores de uma determinada liga metálica que proporcione o anulamento do efeito da expansão/retração do elemento a ser medido na resistência elétrica do circuito através dos próprios efeitos que essa variação térmica provoca na resistência elétrica do circuito [18].

- Células de carga de corda vibrante;

Estas células baseiam-se na utilização de um ou mais extensômetros de corda vibrante. Estes extensômetros calculam a deformação associada à aplicação da força a medir através da metodologia enunciada na explicitação do funcionamento deste tipo de sensores, e a partir do valor da deformação retiram o valor da força aplicada na célula de carga.

As vantagens associadas à aplicação deste tipo de células são que tais sistemas são imunes a qualquer tipo de perturbação elétrica, sendo capazes de tolerar níveis de humidade ambiental elevados, comuns em aplicações geotécnicas, e são também capazes de assegurar uma transmissão “limpa” do sinal gerado, ao longo de vários quilómetros, sem que ocorra qualquer distorção do mesmo [18].

- Células de carga hidráulicas

Ao contrário das anteriores, este tipo de células de carga não recorre a extensômetros para realizar a medição da força instalada. Ao invés, utiliza um fluido hidráulico que é selado entre a placa de carregamento da célula e a extremidade do aparelho - por intermédio de um êmbolo ligado a um

diafragma - de maneira a que a pressão sobre o fluido aumente quando a célula é sujeita a um carregamento (Fig.3.31.). A pressão final no fluido é medida por um transdutor, nomeadamente um manómetro, que se encontra acoplado à célula de carga e exibe a pressão medida e/ou a força da carga associada.

As células de carga hidráulicas, apesar de não serem tão precisas como as células que utilizam extensómetros, não necessitam de alimentação elétrica para o seu funcionamento, o que torna a sua aplicação mais económica e prática, sobretudo para zonas de difícil acesso [18].

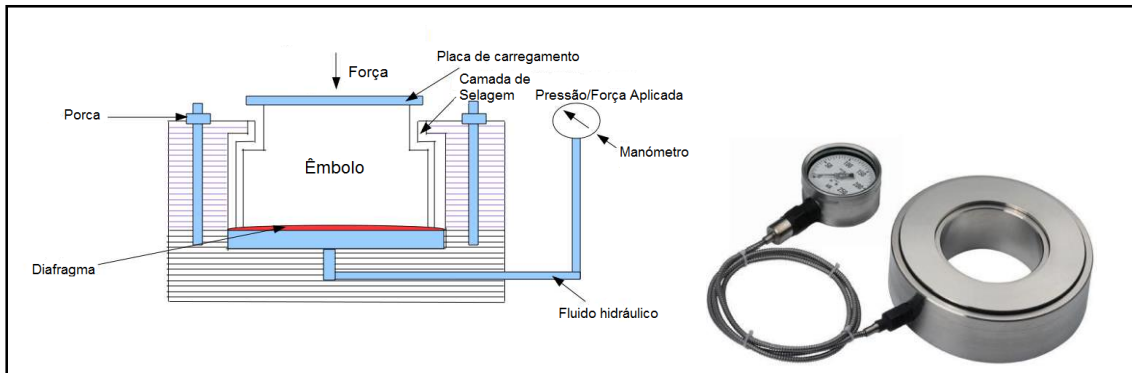


Fig.3.31. – Célula de Carga Hidráulica [17].

#### ▪ LVDT (“*Linear Variable Differential Transformer*”)

Os LVDT’s são transdutores de deslocamentos lineares constituídos por três bobinas e um núcleo cilíndrico de material ferromagnético de alta permeabilidade. O sensor dá como *output* um sinal linear, proporcional ao deslocamento do núcleo que, por sua vez, está fixado ao elemento cujo deslocamento se pretenda medir. A bobina central é designada por bobina primária e as restantes são designadas por bobinas secundárias.

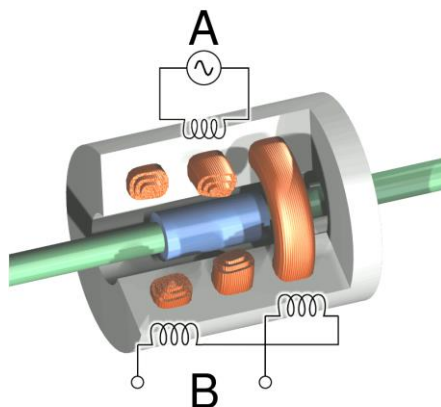


Fig.3.32. – LVDT. A- bobina primária; B- bobinas secundárias.

O processo de funcionamento do sensor inicia-se a partir da indução de uma corrente alternada na bobina primária que leva a que seja induzida em cada bobina secundária uma determinada tensão, proporcional à indutância mútua entre essas e a bobina primária. A frequência de tal corrente está geralmente entre 1 e 10 kHz [18].

Quando o elemento sofre um deslocamento, o núcleo, por estar fixo ao elemento, sofre de igual forma uma movimentação que, por sua vez, produz uma variação na indutância mútua, fazendo com que as tensões nas bobinas secundárias também variem. As bobinas são dispostas em série reversa, o que significa que o parâmetro da tensão de saída corresponde à diferença entre as tensões das duas bobinas secundárias.

Quando o núcleo se encontra inalterado na posição central, equidistante em relação às duas bobinas secundárias, tensões da mesma amplitude, porém opostas, são induzidas nestas duas bobinas, o que resulta num valor nulo da tensão de saída. Por outro lado, quando o núcleo é movimentado segundo um dos dois sentidos possíveis, a tensão numa das bobinas secundárias aumenta enquanto a tensão na outra bobina secundária diminui, o que faz com que a tensão de saída varie de zero para um máximo. Esta tensão está em fase com a tensão da bobina primária. Quando o núcleo se move no outro sentido, a tensão de saída, da mesma forma, aumenta de zero para um máximo, mas neste caso a sua fase é oposta à fase da bobina primária. Conclui-se, portanto, que a amplitude da tensão de saída é proporcional à distância percorrida pelo núcleo, razão pela qual é usada a denominação "sensor linear" para descrever o transdutor. Através de uma correlação entre estes dois parâmetros pode-se, então, obter o valor do deslocamento que se pretende medir e, adicionalmente, a partir da fase da tensão de saída, é possível distinguir o sentido no qual ocorre a deformação [18].

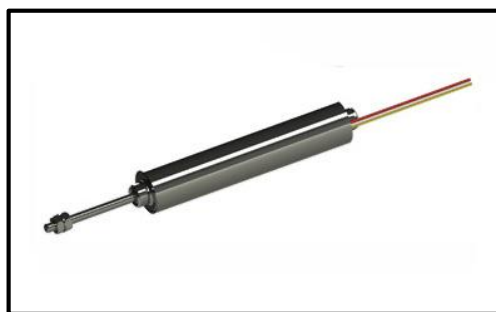


Fig.3.33. – LVDT [17].

Como o núcleo não entra em contato com o interior do tubo, pode mover-se livremente, quase sem atrito, fazendo do LVDT um dispositivo de alta precisão. Além disso, a ausência de contato elétrico entre este e o elemento ao qual está acoplado, permite que o LVDT envie um sinal “limpo” com uma resolução muito boa. Estes sensores conseguem obter medições numa gama de 1 a 50 mm [18].

#### ▪ Acelerómetros

Os acelerómetros são aparelhos utilizados para medir acelerações, em determinados pontos de uma estrutura, causadas pelo movimento vibratório que esta adquire quando está sob a ação de um carregamento dinâmico. São dispositivos praticamente imprescindíveis para a realização de um controlo estrutural em relação às ações dinâmicas.

Os acelerómetros mais utilizados na Engenharia Civil são os acelerómetros piezoelétricos. Estes acelerómetros são transdutores que se servem da piezoelectricidade de certos materiais para medirem variações dinâmicas em variáveis mecânicas. O seu intervalo de medição está contido em  $\pm 100 g$ , sendo  $g$  a aceleração gravítica ( $9.8 m/s^2$ ) [18].

O efeito piezoelétrico consiste na capacidade de certos materiais (cristais, cerâmicos, etc.) em acumular carga elétrica quando sujeitos a um carregamento mecânico.

Atuando como transdutores, os acelerómetros piezoelétricos convertem a energia mecânica proveniente do movimento de vibração da estrutura, num sinal elétrico que é posteriormente utilizado para medir a aceleração adquirida pela mesma.

Os acelerómetros piezoelétricos são constituídos por uma massa de teste, denominada de *massa sísmica*, que por sua vez encontra-se sobreposta a um material piezoelétrico (Fig.3.34.). Aquando do movimento da estrutura, a massa sísmica exerce, sobre o material piezoelétrico, uma força de acordo com a 2ª Lei de Newton, ou seja, proporcional à sua massa e à aceleração que esta adquire a partir do movimento. Esta força pode ser medida através da variação da tensão instalada no material piezoelétrico ou da força eletrostática gerada por este [18].

Ora, através da obtenção de tal força, a partir da 2ª Lei de Newton, torna-se possível calcular o valor da aceleração que se pretende medir.

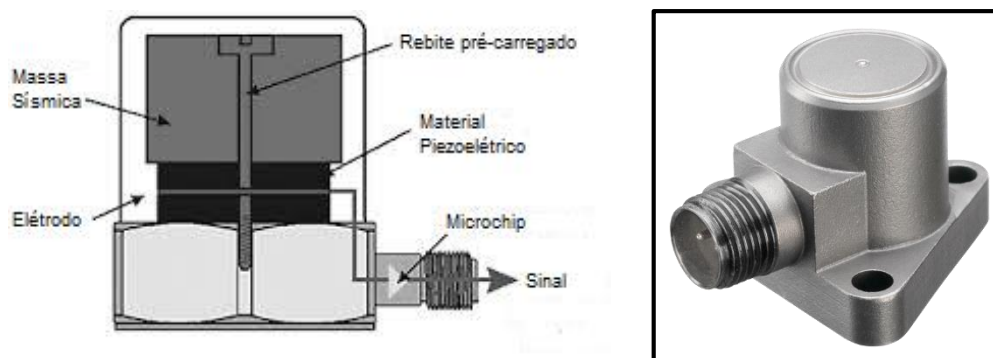


Fig.3.34. – Acelerómetro piezoelétrico: modelo esquemático e modelo real.

Normalmente, para os materiais piezoelétricos são utilizados cristais elementares como o quartzo, pois são materiais cuja sensibilidade (constante piezoelétrica) perdura vastamente ao longo do tempo mas que são também, no geral, menos sensíveis e menos económicos do que os materiais cerâmicos. Estes últimos, em contrapartida, degradam-se mais facilmente, pelo que a sua sensibilidade vai-se tornando cada vez mais limitada com o decorrer do tempo.

Adicionalmente, devido à baixa amplitude do sinal de leitura e à elevada impedância inerente aos circuitos dos acelerómetros piezoelétricos, torna-se necessário proceder a uma amplificação e redução de impedância do sinal produzido. Para tal, são dispostos internamente nestes aparelhos, *microchips* capazes de provocar tal efeito em dito sinal (Fig.3.34.).

#### ▪ Termómetros

Os termómetros são transdutores de temperatura, ou seja, permitem medir a temperatura ou as variações de temperatura num determinado meio. Na Engenharia de Estruturas são utilizados para medir a temperatura ou as variações de temperatura a que os materiais estão expostos no seu meio ambiental.

Existem dois tipos fundamentais de termómetros: as termo-resistências e os termopares.

- Termopares

Os Termopares são sensores de temperatura caracterizados pela sua simplicidade, robustez e baixo custo, tendo sido amplamente utilizados nos mais variados processos de medição de temperaturas. Um termopar é constituído por dois fios condutores compostos por metais distintos que são unidos numa junta, de maneira a formarem um circuito fechado. A junção dos dois metais provoca um gradiente térmico, gerando uma tensão elétrica que varia em função da temperatura. O funcionamento dos termopares é baseado neste fenómeno, que é conhecido como o efeito termoelétrico. A tensão resultante é medida por uma unidade de leitura e é feita, posteriormente, uma relação direta entre essa tensão e a temperatura efetivamente instalada no meio em redor do termopar. Embora seja virtualmente possível a definição de um termopar utilizando uma combinação qualquer de dois metais, utilizam-se apenas algumas combinações normalizadas, isto porque possuem tensões de saída previsíveis e suportam vastas gamas de temperatura [18].

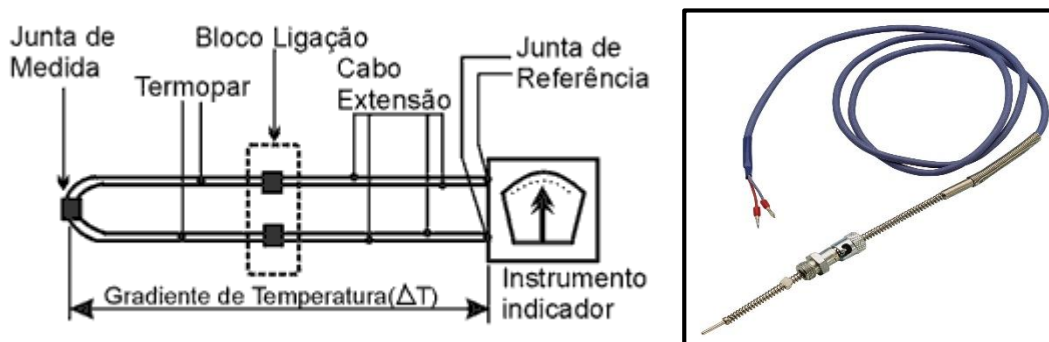


Fig.3.35. – Termopar: modelo esquemático e modelo real.

Os termopares são capazes de medir temperaturas situadas entre  $-185\text{ }^{\circ}\text{C}$  e  $300\text{ }^{\circ}\text{C}$  e são também autossuficientes. Porém, a sua maior limitação é o grau de precisão das medições efetuadas, razão pela qual são cada vez mais utilizadas as termorresistências [18].

- Termorresistências

Uma **termorresistência** é um instrumento que permite conhecer a temperatura de um determinado meio ambiental, recorrendo à relação entre a resistência elétrica de um material e a sua temperatura. Tal é possível devido ao facto de que a temperatura a que o dispositivo está sujeito, afeta a resistência elétrica do seu circuito, tornando estas duas quantidades correlacionáveis.

A maior parte das termorresistências são feitas de platina, mas são também utilizados outros materiais, como por exemplo, o níquel. Por norma, quando se fala de uma termorresistência, esta é identificada pelo material que a constitui e pela resistência que apresenta a uma temperatura de 0 °C. Por exemplo, uma Pt-100 será uma termorresistência de platina que, a uma temperatura de 0 °C, apresenta uma resistência de 100  $\Omega$ , ao passo que uma Ni-500 será uma termorresistência de níquel que a 0 °C apresenta uma resistência de 500  $\Omega$ . As termorresistências mais aplicadas na Engenharia de Estruturas são as Pt-100 [18].

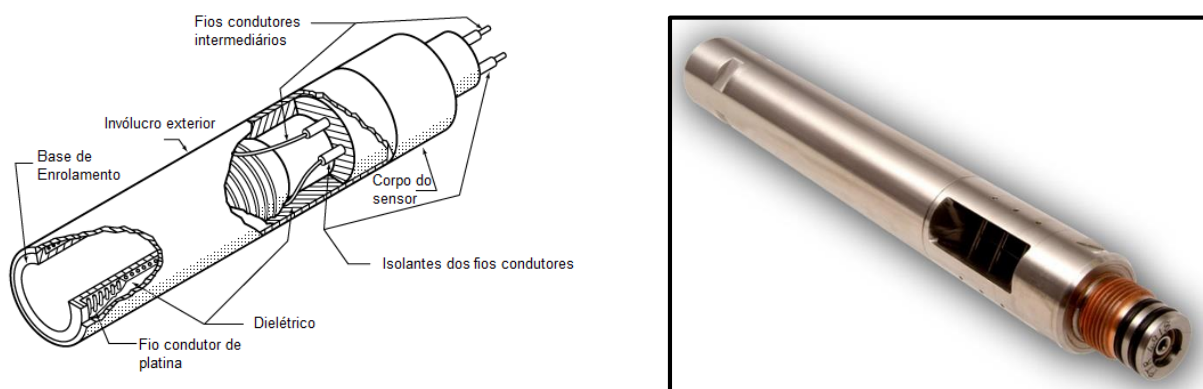


Fig.3.36.— Termorresistência: modelo esquemático e modelo real [17].

Note-se que uma termorresistência e um termístor são aparelhos diferentes, na medida em que as termorresistências utilizam metais puros nos seus circuitos enquanto os termístores utilizam materiais cerâmicos ou polímeros.

As termorresistências demonstram uma elevada capacidade de precisão e longevidade no seu funcionamento e são sensíveis a temperaturas entre -200 °C e 600 °C. No entanto, o tempo de resposta destes dispositivos é mais demorado do que no caso dos termopares, por isso, se o processo de monitorização e controlo requerer uma leitura muito rápida das variações de temperatura, os termopares serão os dispositivos mais indicados a aplicar [18].

Os dispositivos aqui apresentados são os mais comuns de serem aplicados nas estruturas. Todavia, existe ainda uma grande variedade de aparelhos capazes de medir uma grande variedade de parâmetros estruturais. A título de exemplo têm-se os inclinómetros, dispositivos capazes de medir pontualmente o ângulo de inclinação deformacional de um dado elemento estrutural, os vibrómetros, dispositivos capazes de medir a velocidade de vibração num certo ponto de uma estrutura e ainda os sistemas de medição de assentamentos que são usados justamente para medir os assentamentos de uma estrutura num determinado local.

A escolha dos sistemas de medição a utilizar depende de vários fatores, começando com o tipo de estrutura, ações condicionantes, condições ambientais e topográficas, incertezas nos modelos de cálculo e na previsão das ações, culminando ultimamente na distribuição estratégica mais eficaz de todo o equipamento sensorial.

### 3.6. SISTEMA OPS (“ORGANIC PRE-STRESSING SYSTEM”)

#### 3.6.1. DESCRIÇÃO GERAL

O pré-esforço orgânico (OPS) é um conceito estrutural que surge da comunhão da tecnologia e do princípio de base da aplicação de pré-esforço com a ideologia dos sistemas de controlo estrutural ativo. Esta simbiose traduz-se num sistema de pré-esforço autoajustável às cargas **estáticas** que solicitam uma determinada estrutura. A conceção deste sistema foi baseada no funcionamento das estruturas orgânicas existentes na natureza (bio-estruturas) e, por essa razão, foi batizado com a designação “sistema de pré-esforço orgânico”.

“São muitos os exemplos de elementos encontrados na natureza que assumem funções estruturais e que podem ser associados a elementos utilizados, de forma rotineira, na engenharia civil” (Fig.3.37.) [9].



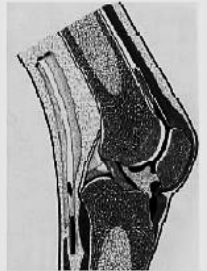


				
Ossos	Ligamentos	Cartilagem articular	Tendões	Músculos
Escoras, tirantes, vigas, pilares e cascas	Conectores	Aparelhos de apoio	Tirantes e cabos	Sistemas efectores

Fig.3.37. – Exemplos de bio-estruturas e respetivos elementos análogos na Engenharia de Estruturas [9].

Genericamente, quando se procede ao dimensionamento de uma estrutura consideram-se várias combinações de ações, contudo a solução final que se adotará será única. Como se pode facilmente perceber, essa solução apresentará um bom rendimento para determinadas solicitações e estará, ao mesmo tempo, um pouco desenquadrada com as restantes, nomeadamente no sentido de estar sobredimensionada para essas. Este problema é evidente na aplicação de pré-esforço em estruturas de betão. O pré-esforço é introduzido para que essas estruturas consigam ultrapassar as limitações associadas às cargas suportadas e ao tamanho dos seus vãos, contudo a sua aplicação impõe-lhes tensões elevadíssimas, tensões essas que possuem um carácter permanente, o que significa que, mesmo em períodos em que não haja qualquer carregamento exterior, a estrutura estará, ainda assim, sujeita a estados de tensão brutais. Este fator pode, por vezes, conduzir à necessidade de se proceder a um redimensionamento de certos elementos da estrutura para que possam suportar adequadamente essas tensões.

Ora, o sistema OPS, funcionando como um músculo artificial, colmata esta inconveniência ao fazer variar, de forma automática, a rigidez da estrutura (e, portanto, a tensão que nela é introduzida) em função da ação que a solicita. “Desta forma, a estrutura encontra-se sempre sujeita a um estado de tensões tal que o seu rendimento estrutural é mais próximo do ótimo” [8].



Note-se que a adaptabilidade do sistema torna-se particularmente vantajosa quando as cargas variáveis são substancialmente superiores às cargas permanentes.

Outra vantagem associada a este sistema consiste na possibilidade de as perdas de pré-esforço, características dos sistemas convencionais, serem compensadas a partir de tensionamentos adicionais dos cabos, anulando-se desta forma uma das principais desvantagens associadas aos sistemas de pré-esforço. Porém, os ciclos sucessivos de carga-descarga podem introduzir um novo problema no quadro geral, problema esse relativo à fadiga do aço dos cabos de pré-esforço, pelo que se torna necessário proceder a uma análise cuidadosa deste fenómeno, previamente à aplicação do sistema OPS.

### 3.6.2. ELEMENTOS CONSTITUINTES

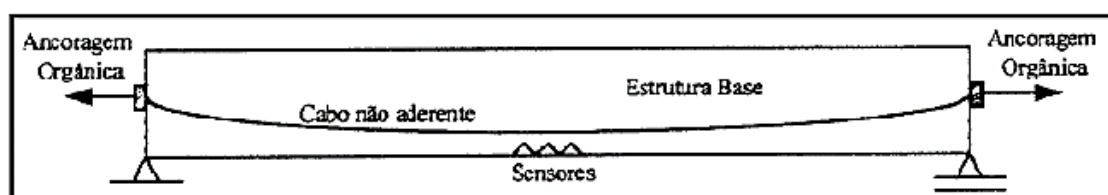


Fig.3.38. - Esquema de uma viga simplesmente apoiada dotada de um sistema de pré-esforço orgânico interior [8].

“Um elemento reforçado com o sistema OPS em pouco se distingue, à primeira vista, de uma peça pré-esforçada por um sistema não aderente ordinário” [9] diferenciando-se apenas pela introdução de um circuito de controlo cuja automatização permite ao sistema realizar o auto-ajuste já referido, tornando-o portanto, num sistema de atuação “inteligente”.

De uma forma elementar, um sistema OPS é composto por três elementos:

- **Cabos de pré-esforço não aderentes**

A utilização de cabos não aderentes é imprescindível para o funcionamento do sistema pois o tensionamento de um cabo implica, pela *Lei de Hooke*, uma variação proporcional do seu comprimento, variação essa que seria impedida caso os cabos de pré-esforço estivessem “agarrados” à estrutura ao longo de todo o seu desenvolvimento. Por outras palavras, é necessário que os cabos estejam “desligados” da estrutura para que os tensionamentos sucessivos dos mesmos sejam possíveis de efetuar [8].

- **Ancoragens orgânicas**

As *ancoragens orgânicas* correspondem às extremidades dos cabos de pré-esforço onde são aplicadas as forças de atuação, através de mecanismos servo-hidráulicos. Estes mecanismos posicionam-se entre as ancoragens correntes e a estrutura base. Deste modo, quando comandado pelo controlador, o atuador provoca o afastamento ou a aproximação das ancoragens em relação à estrutura base, conduzindo a contrações (aumento de pré-esforço através do aumento da força de tração instalada nos cabos) ou a



descontrações (diminuição de pré-esforço através da diminuição da força de tração instalada nos cabos), respetivamente. As ancoragens orgânicas não necessitam de ser colocadas em ambas as extremidades dos cabos de pré-esforço, bem pelo contrário, devem ser colocadas em apenas uma das extremidades pois uma extremidade ativa já é suficiente para se obterem graus de eficiência aceitáveis e, além disso, torna-se mais económico para a implantação do sistema [8].

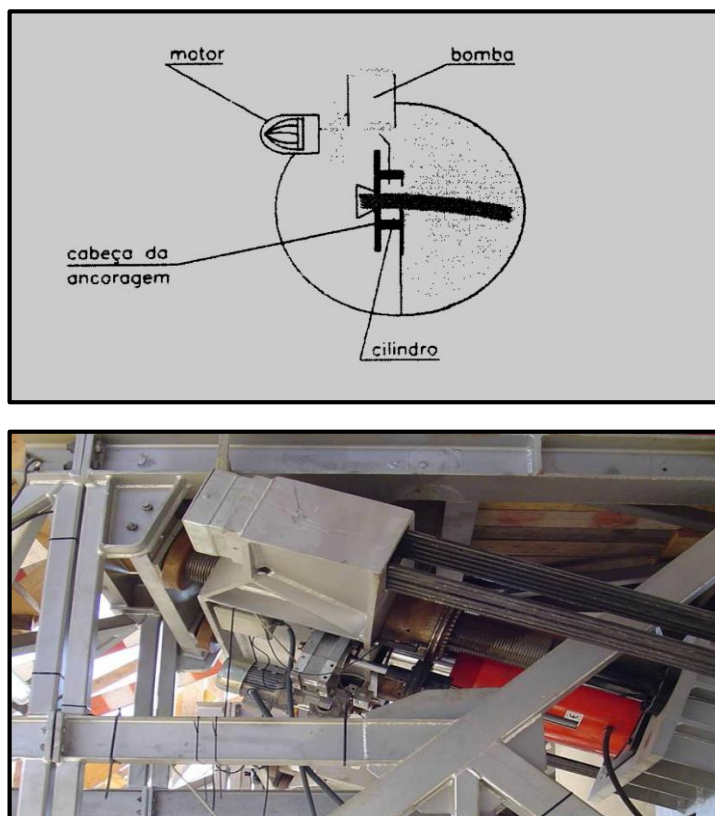


Fig.3.39. – Ancoragem orgânica [8].

O mecanismo entra em funcionamento a partir um motor que induz uma bomba a injetar óleo no cilindro de esticamento que, por sua vez, ao ser pressionado pelo fluido, provoca a ação de esticamento do cabo. Esta operação é semelhante às operações de tensionamento em pré-esforço convencional porém, no sistema OPS, a potência das bombas e a velocidade do movimento dos cilindros devem ser de outra ordem de grandeza, devido à sua influência na capacidade de resposta da estrutura [8].

#### ▪ Circuito de controlo

Como foi referido atrás, este sistema surge de uma fusão da tecnologia de aplicação de pré-esforço com o princípio de controlo estrutural associado aos sistemas de controlo ativo. Ora, o sistema OPS, manifestando um funcionamento orgânico com as propriedades de um sistema de controlo ativo, assume, portanto, o papel de um sistema efetor atuando no domínio estático. Constituindo um sistema efetor, o seu circuito de controlo será, como tal, semelhante a um circuito de controlo típico dos sistemas efetores.

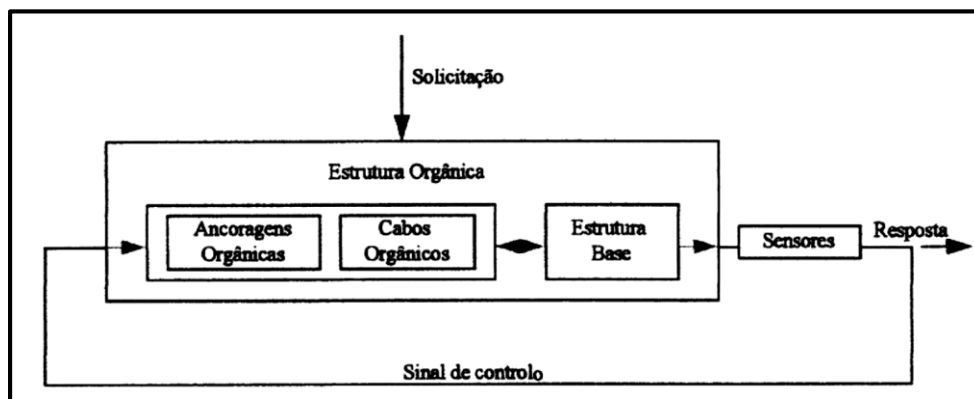


Fig.3.40. – Circuito de controle do sistema OPS [8].

Atentando na Fig.3.40 e relembrando o diagrama do circuito de controle dos sistemas efetores (Fig.3.3.), pode-se notar a correspondência direta entre os dois, estando estes apenas diferenciados pela introdução, no circuito do OPS, do sistema “*ancoragens orgânicas + cabos orgânicos*” que tomam a função de atuador. Neste caso, portanto, o atuador é considerado como parte integrante da estrutura orgânica, muito devido à influência que manifesta na rigidez e capacidade resistente da estrutura, influência essa que se verifica independentemente de o sistema estar, ou não, em fase ativa [8].

É de notar também a ausência do controlador no diagrama do circuito. Embora esta dispensa não se generalize para todos os casos, pode ser efetuada sempre que as estratégias de controle apresentarem uma simplicidade que a justifique. Essa simplicidade pode, inclusive, traduzir-se em estratégias de controle que recorram, exclusivamente, a leis de controle binárias [8].

No entanto, o recurso a controladores pode relevar-se necessário, até mesmo para a realização de um controle no domínio estático. Nesse caso, os princípios conceituais mantêm-se, sendo apenas necessário proceder a adaptações nas diretrizes metodológicas [8].

Apesar de tudo, os sensores, elementos integrantes do circuito de controle, devem ter a capacidade de permitir uma avaliação do estado tensional das seções de controle em qualquer instante, medindo diretamente as tensões através de tensômetros ou então medindo deformações através de extensômetros (mais usual) obtendo-se, posteriormente, as tensões correspondentes [8].

*“A definição de uma estrutura orgânica pressupõe o dimensionamento da estrutura base, a conceção do traçado dos cabos, a implementação dos sensores, a conceção da estratégia de controle e o dimensionamento do sistema mecânico. (...) o processo de dimensionamento da estrutura orgânica é um procedimento iterativo entre estes cinco sub-processos, no qual, a definição da estratégia de controle se assume como fundamental.”* [8].

### 3.6.3. METODOLOGIA E FORMULAÇÃO

O principal objetivo do sistema OPS – sendo um sistema de controle que atua no domínio estático - é controlar os valores das tensões e/ou deformações da estrutura orgânica, assegurando que estes se encontram dentro de limites predefinidos para um funcionamento ótimo da estrutura.

De seguida apresenta-se uma tabela comparativa das propriedades do controle dinâmico e do controle estático (Tabela 3) para que, por contraposição, se possa ter uma melhor noção dos aspetos particulares que caracterizam este último.

Tabela 3 – Comparação entre o controlo dinâmico e o controlo estático [8].

	<b>Controlo Dinâmico</b>	<b>Controlo Estático</b>
<b>Variáveis de Controlo</b>	Deslocamentos, velocidades, acelerações	Tensões, deformações
<b>Definição das Solicitações</b>	Funções aleatórias (necessidade do recurso à análise probabilística ou à análise estocástica)	- Solicitações possíveis de definir recorrendo a funções simples; - Polinómios de grau limitado
<b>Efeitos dinâmicos das solicitações</b>	Problemas de ressonância, necessidade de considerar amortecimento	Efeitos dinâmicos desprezáveis ou tratáveis por métodos expeditos (no caso de estruturas com esbeltezas não muito elevadas)
<b>Duração das tendências evolutivas das solicitações ao longo do tempo</b>	Muito variável (frequências muito elevadas)	Solicitações com fases de monotonia de duração prolongada (frequências baixas)
<b>Caraterização do modelo</b>	Equações do movimento (cálculo não linear)	- Equações elásticas parcialmente lineares - Funções acessíveis com cálculo numérico
<b>Versatilidade das estratégias</b>	Volume de cálculo muito pesado com muitos graus de liberdade	Volume de cálculo compatível com muitos graus de liberdade
<b>Efeitos indesejáveis</b>	Instabilidade consequente dos atrasos da resposta, ou da excitação de modos de vibração residuais (“ <i>spill over</i> ”)	Hiperatividade, instabilidade, neutralização de sensibilidades
<b>Cálculo posterior</b>	Análise de respostas	-Verificação dos Estados Limites Últimos -Verificação dos Estados Limites de Utilização

Contrariamente ao que acontece no controlo dinâmico, as solicitações no controlo estático podem ser tratadas com recurso a um número acessível de combinações de ações bem definidas. No entanto, tais solicitações têm de ser consideradas como carregamentos evolutivos. Um carregamento estático evolutivo define-se como um carregamento no qual a intensidade das cargas e/ou a posição das mesmas, evoluem ao longo do tempo (cargas rolantes, cargas distribuídas crescentes, etc.). Ora, estes carregamentos resultam de adaptações simples das ações convencionais, logo, o seu carácter evolutivo apresenta uma certa previsibilidade, previsibilidade essa que permite relacionar facilmente a ação de controlo com o estado de tensão da estrutura. Além disso, as equações de equilíbrio estático são de uma formulação bastante mais simples do que as equações de equilíbrio dinâmico (equações do movimento), estando expressas através de equações lineares enquanto estas últimas são formuladas a partir de equações diferenciais. Deste modo, a estratégia de controlo consegue adquirir uma simplicidade bastante prática e a ação de controlo pode então ser determinada sem necessidade de se recorrer a um controlador. Em contrapartida, como o atuador, neste sistema, constitui uma parte integrante da estrutura, está

implícito um maior esforço de cálculo no que toca à verificação de segurança da estrutura de acordo com os estados limites pré-definidos.

Como foi previamente referido, a estratégia de controlo de um sistema OPS, numa dada estrutura, pode ser extremamente simples. Um primeiro algoritmo de controlo foi desenvolvido segundo um modelo “on/off”, o que significa que, quando um sensor deteta um valor de uma determinada quantidade estrutural que seja superior a um valor-limite pré-estabelecido, um sinal de controlo é enviado ao atuador, e este, consequentemente, entra em funcionamento. A estratégia de controlo desenvolvida, denominada *estratégia de controlo por autocontrolo*, consiste em provocar contrações/descontrações (variações de tensão) no sistema OPS sempre que a *variável de controlo* (tensão na fibra mais relevante de uma secção crítica) ultrapasse determinados valores de referência. O sistema é então acionado, segundo combinações de leis de controlo binárias que aumentam, mantêm ou diminuem a ação do sistema de acordo com a evolução da variável de controlo. A formulação matemática associada a este algoritmo expressa-se da seguinte forma [8].

$$\begin{cases} \Delta_{ai} < \sigma_{Sc,i}(G) + \sigma_{Sc,i}^t(Q) + nc(t) \times \bar{\sigma}_{Sc,i}^{OPS} < \Delta_{ci} \Rightarrow nc(t + \Delta t) = nc(t) \\ \sigma_{Sc,i}(G) + \sigma_{Sc,i}^t(Q) + nc(t) \times \bar{\sigma}_{Sc,i}^{OPS} > \Delta_{ci} \Rightarrow nc(t + \Delta t) = nc(t) + 1 \\ \sigma_{Sc,i}(G) + \sigma_{Sc,i}^t(Q) + nc(t) \times \bar{\sigma}_{Sc,i}^{OPS} < \Delta_{ai} \Rightarrow nc(t + \Delta t) = nc(t) - 1 \end{cases} \quad (3.4.)$$

em que:

- $\sigma_{Sc,i}(G)$  – tensão na fibra relevante da secção de controlo  $i$  devido às cargas permanentes;
- $\sigma_{Sc,i}^t(Q)$  – tensão na fibra relevante da secção de controlo  $i$  devido às cargas variáveis no instante  $t$ ;
- $\bar{\sigma}_{Sc,i}^{OPS}$  – incremento de tensão na fibra relevante da secção de controlo  $i$  produzido por uma contração;
- $nc(t)$  e  $nc(t + \Delta t)$  – número de contrações ativas nos instantes  $t$  e  $t + \Delta t$ , respetivamente;
- $nc(t) \times \bar{\sigma}_{Sc,i}^{OPS}$  – tensão na fibra relevante da secção de controlo  $i$  devido à ação do sistema OPS no instante  $t$ ;
- $\Delta_{ci}$  e  $\Delta_{ai}$  – margens de compressão e de atividade do sistema orgânico, respetivamente (são os limites inferiores e superiores, respetivamente, impingidos à atuação de controlo, de acordo com as respetivas secções de controlo e cargas atuantes. Por outras palavras, são os níveis de tensão para os quais os sensores são programados para emitirem sinais de atividade).

Esta estratégia, que revela várias semelhanças com a estratégia por realimentação negativa, pode ser diretamente aplicada em vigas simplesmente apoiadas e pode, ainda, ser generalizada para uma aplicação em vigas contínuas [9].

“Para além do estado de tensão da estrutura, também as deformações podem ser utilizadas como balizas de funcionamento do sistema OPS” [9]. Esta formulação pode ser traduzida através do seguinte algoritmo:

$$\begin{cases} \bar{\Delta}(t) > \Delta c \Rightarrow nc(t + \Delta t) = nc(t) \times \xi(t) \\ \bar{\Delta}(t) \leq \Delta c \Rightarrow nc(t + \Delta t) = nc(t) \end{cases} \quad (3.5.)$$

em que:

- $\bar{\Delta}(t)$  – flecha na secção de controlo no instante  $t$ ;
- $\Delta c$  – valor limite para a flecha na secção de controlo;
- $\Delta t$  – “time step” do algoritmo;
- $nc(t)$  e  $nc(t + \Delta t)$  – número de contrações ativas nos instantes  $t$  e  $\Delta t$ , respetivamente;
- $\xi(t)$  – função de validação no instante  $t$  (função binária, pode assumir os valores 0 e 1).

“A introdução de uma função de validação ( $\xi(t)$ ) no algoritmo assegura uma verificação contínua da integridade dos diferentes constituintes do sistema” [9]. Por um lado, se num dado instante  $t$  for detetada alguma anormalidade no funcionamento do sistema, a função de validade toma o valor nulo, fazendo com que o atuador bloqueie, sendo enviado de seguida um sinal de aviso. Por outro lado, se todos os subsistemas atuarem de acordo com os requisitos de integridade e operacionalidade, a função de validação toma o valor unitário, permitindo a progressão da atuação [9]. Para além deste suplemento de “segurança digital”, podem também ser introduzidos elementos físicos na estrutura orgânica que garantam a sua segurança em caso de falha do sistema efetor [9].

#### 3.6.4. FENÓMENOS INDESEJÁVEIS NO CONTROLO ESTATICO

A par do que sucede no controlo dinâmico, a ocorrência de determinados fenómenos que provocam a diminuição da eficiência dos sistemas de controlo também é um fator a ter em conta no controlo estático. Tais fenómenos podem mesmo originar a ocorrência de processos incontrolláveis que, por sua vez, podem propiciar não só a rotura do sistema orgânico, mas também a rotura global ou parcial da estrutura orgânica, razão pela qual se torna necessário limitar, da melhor forma possível, os seus efeitos no sistema de controlo. Como tal, as condições que garantem a não ocorrência destes fenómenos são absolutamente fundamentais para a definição das leis de atividade dos sistemas orgânicos e, por consequente, das suas estratégias de controlo.

Associados à estratégia de controlo do sistema OPS, existem, fundamentalmente, dois fenómenos de grande relevância: a *instabilidade* e a *hiperatividade*.

“A *instabilidade* surge quando o sistema entra em ciclos de atividade alternada, com contrações e descontrações sucessivas” [9], nos quais os incrementos de tensão ( $\bar{\sigma}_{sc,i}^{OPS}$ ) gerados pela atuação do sistema são bastante elevados comparativamente com a amplitude do intervalo de valores admissíveis ( $|\Delta_{ai} - \Delta_{ci}|$ ).

Dito isto, a definição de estabilidade de um sistema orgânico consiste na impossibilidade deste assumir duas ações de controlo de sentido contrário (contrações e descontrações) num período em que não atue nenhum carregamento evolutivo. Por outro lado, um aparelho orgânico, constituído por vários sistemas orgânicos, diz-se estável se todos esses sistemas forem, ao mesmo tempo, individualmente estáveis e conjuntamente estáveis.

Verificam-se três tipos de instabilidade:

- *Instabilidade pura*, relacionada com a atividade isolada de cada sistema orgânico, ou seja, incidente sobre estruturas dotadas de apenas um sistema orgânico [8].

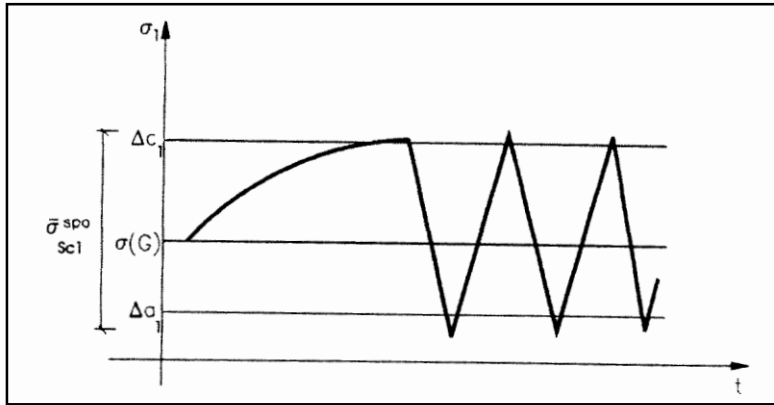


Fig.3.41. – Evolução tensional na secção de controlo de um sistema orgânico em *instabilidade pura* [8].

Este fenómeno pode ser controlado através da imposição da seguinte condição:

$$|\bar{\sigma}_{Sc,i}^{OPS}| < |\Delta_{ai} - \Delta_{ci}| - \sum |\delta_i| \quad (3.6.)$$

em que  $\sum |\delta_i|$  corresponde ao somatório dos módulos dos valores das incertezas associadas ao processo.

- *Instabilidade interativa*, associada à atividade conjunta de vários sistemas orgânicos presentes numa dada estrutura orgânica. Este fenómeno é igualmente caracterizado por uma alternância cíclica e indefinida de estados de atividade e pode ocorrer mesmo que cada sistema orgânico seja dimensionado de forma a ser isoladamente estável [8].

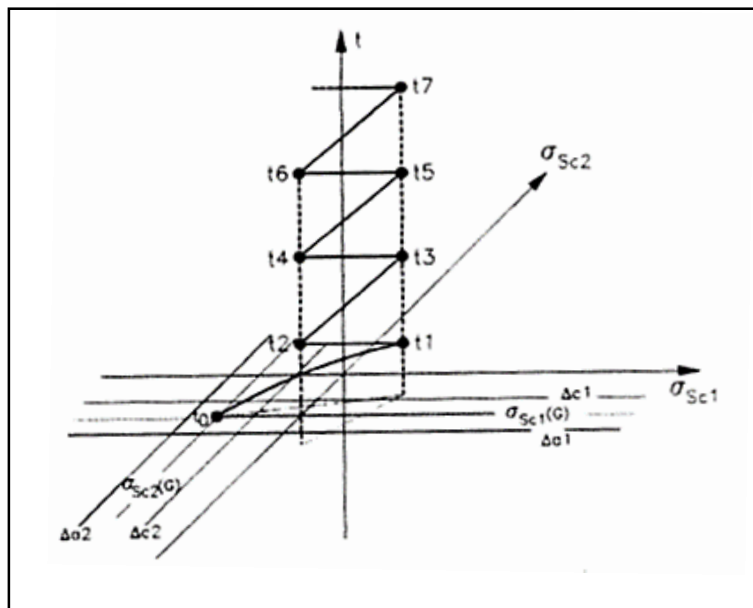


Fig.3.42. – Evolução tensional numa base de controlo de um sistema orgânico em *instabilidade interativa* [8].

Independentemente do seu historial de evolução tensional, na sequência de uma perturbação no sistema de controlo  $j$  podem surgir dois cenários  $k$  que conduzem à sua ativação:

$$\begin{cases} \sigma_{Sc,j}^k \geq \Delta_{c1}^j & \vee & \sigma_{Sc,j}^k \leq \Delta_{a1}^j \\ \sigma_{Sc,j+1}^k \geq \Delta_{c2}^j & \vee & \sigma_{Sc,j+1}^k \leq \Delta_{a2}^j \end{cases} \quad (3.7.)$$

Ou seja, um sistema de controlo  $j$  pode ser ativado se a tensão na sua secção de controlo mais condicionante (se houver mais do que uma) ultrapassar as respetivas margens de atividade ou de compressão ( $\Delta_{a1}^j$  e  $\Delta_{c1}^j$ ), ou se a tensão na secção de controlo mais condicionante do sistema adjacente  $j+1$  ultrapassar as respetivas margens de atividade ou de compressão ( $\Delta_{a2}^j$  e  $\Delta_{c2}^j$ ).

Ora, então, o fenómeno de instabilidade interativa pode ser evitado através da imposição da seguinte condição:

$$\begin{cases} |\bar{\sigma}_{M,Sc,j}^{INT}| < |\Delta_{a,1}^j - \Delta_{c,1}^j| - |\bar{\sigma}_{Sc,j}^j| - \sum |\delta_i| \\ |\bar{\sigma}_{M,Sc,j+1}^{INT}| < |\Delta_{a,2}^j - \Delta_{c,2}^j| - |\bar{\sigma}_{Sc,j+1}^j| - \sum |\delta_i| \end{cases} \quad (3.8.)$$

em que,

$\bar{\sigma}_{M,Sc,j}^{INT}$  – tensão interativa do sistema de controlo  $j$  e  $j+1$ , respetivamente, associada ao modo de interatividade  $M$ ;

$\bar{\sigma}_{Sc,j}^j$  e  $\bar{\sigma}_{Sc,j+1}^j$  – incremento de tensão na secção de controlo mais condicionante do sistema de controlo  $j$  e na secção de controlo mais condicionante do sistema de controlo  $j+1$ , respetivamente.

#### ▪ Instabilidade transitória

Este fenómeno, distinto dos anteriores, surge do estabelecimento de limites tensionais de controlo distintos para uma secção de controlo comum a dois sistemas orgânicos adjacentes e a sua ocorrência pode ser verificada mesmo que os sistemas orgânicos em questão sejam estáveis, pois este fenómeno está associado à instabilidade tensional das secções de controlo, não de estados de atividade [8].

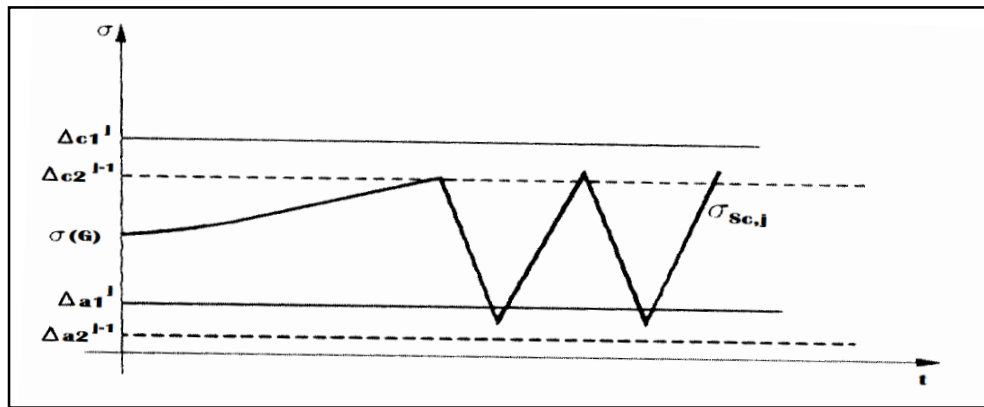


Fig.3.43. – Evolução tensional numa secção de controlo comum a dois sistemas orgânicos em *instabilidade transitória* [8].

Para colmatar esta situação é necessário garantir um comportamento coerente entre sistemas orgânicos adjacentes, ou seja, tem de ser criada a impossibilidade de estes sistemas emitirem sinais de atividade contrários em instantes sucessivos, para a secção de controlo que lhes é comum. Para tal, basta que o aparelho orgânico cumpra a seguinte condição:

$$\begin{cases} |\bar{\sigma}_{Sc,j}^{j-1}| < |\Delta_{a,1}^{j-1} - \Delta_{c,1}^j| - \sum |\delta_i| \\ |\bar{\sigma}_{Sc,j}^j| < |\Delta_{a,2}^j - \Delta_{c,2}^{j-1}| - \sum |\delta_i| \end{cases} \quad (3.9.)$$

Relativamente ao fenómeno de *hiperatividade*, este dá-se quando existe mais do que um sistema orgânico em funcionamento numa dada estrutura, em que a ativação de um desses sistemas pode, por ventura, provocar a ativação de outros. Em consequência, os sistemas orgânicos envolvidos entram em processos de evolução monótona dos respetivos estados de atividade, sem que tal implique uma correspondente evolução do estado de tensão da estrutura [8].

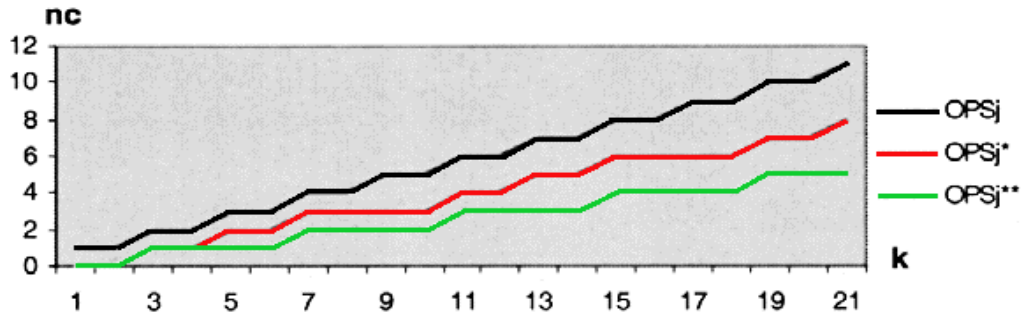


Fig.3.44. – Evolução de estados de atividade de três sistemas orgânicos em hiperatividade [9].

A hiperatividade pode surgir como *transitória*, *pura* ou *galopante*.

#### ▪ Hiperatividade transitória

Neste estado de hiperatividade, os sistemas orgânicos realizam um número limitado de ativações e, por essa razão, conseguem atingir um estado de tensão estável, conforme os respetivos fusos de controlo. Trata-se do tipo de hiperatividade mais fácil de controlar e menos prejudicial para a estrutura orgânica.

#### ▪ Hiperatividade pura

Neste tipo de hiperatividade, a ação de controlo não produz qualquer variação de tensão nas secções de controlo associadas aos sistemas orgânicos em causa, pois os incrementos de tensão interativos anulam os incrementos de tensão diretos, o que implica que, em determinados estados de tensão, os sistemas são sucessivamente e indefinidamente ativados.



▪ *Hiperatividade galopante*

Neste caso, os sistemas orgânicos iniciam, de igual forma, processos de ativação sucessivos, verificando-se, no entanto, que, ao longo do processo, o estado tensional vai-se tornando cada vez mais desfavorável à estrutura orgânica.

A interatividade de um conjunto de sistemas orgânicos pode ser avaliada através de um coeficiente, denominado *coeficiente de interatividade*,  $C_j^I$ , que relaciona o valor simétrico da ação interativa  $\sigma_{i,j}^{INT}$  numa base de controlo  $j$  com a ação de controlo direta,  $\sigma_j^{SPO,j}$ , que atua nessa mesma base, na ocorrência de um determinado modo de interatividade  $I$ . O modo de interatividade mais gravoso (designado por  $M$ ) é o modo que contribui para o maior valor do coeficiente de interatividade.

$$C_j^I = -\frac{\sigma_{i,j}^{INT}}{\sigma_j^{SPO,j}} \quad (3.10.)$$

Ora, para se assegurar que um conjunto de sistemas orgânicos demonstra estabilidade em relação aos fenómenos de *hiperatividade*, o valor do maior coeficiente de interatividade de tal conjunto em adição com a soma modular de todas as incertezas associadas ao processo, tem de ser inferior à unidade (inequação 3.10.), sendo até recomendada uma verificação adicional da efetividade do aparelho orgânico caso o valor resultante esteja próximo da unidade.

$$\max(C_j^M) + \sum |\delta_i| < 1 \quad (3.11.)$$

Existem ainda dois fenómenos que, apesar de não serem tão condicionantes como os anteriores, devem ser tomados em conta na definição das leis de atividade dos sistemas orgânicos que constituem o aparelho orgânico.

Um desses fenómenos é a não ocorrência de *estacionariedade*. A estacionariedade é uma propriedade que permite assegurar que os sistemas orgânicos regressam ao estado de repouso quando a ação de um carregamento evolutivo termina. A não ocorrência desta propriedade implica, portanto, a possibilidade dos sistemas ficarem inconvenientemente ativados durante longos períodos de tempo, conduzindo a um consumo energético exacerbado e injustificado e, ao mesmo tempo, a uma redução da segurança dos sistemas.

A estacionariedade, para um sistema orgânico único, pode ser alcançada através da fixação do limite de compressão ( $\Delta_{ci}$ ) na atuação do sistema. No entanto, quer para o caso de um sistema orgânico único, quer para o caso de um conjunto de sistemas orgânicos, a estacionariedade é obtida garantindo-se que, em cada sistema orgânico, o número de contrações que ocorrem numa fase de atividade  $k+1$  é inferior numa unidade ao número de contrações que ocorrem numa fase de atividade  $k$ . Deste modo, enquanto o estado de atividade dos sistemas não for nulo, serão produzidas descontrações até que este o seja, permitindo atingir-se a estacionariedade dos sistemas [8].

O outro fenómeno a ter em conta é a *neutralização da sensibilidade das secções de controlo*. Este fenómeno, menos grave do que os anteriores, surge de um problema de interatividade entre sistemas e ocorre quando a ação de um dos sistemas retarda ou inibe a ação de outro. Porém, a sua ocorrência pode ser benéfica, nomeadamente nos casos de interação de sistemas complementares, ou seja, nos casos de interação entre sistemas orgânicos implantados no mesmo vão de uma determinada estrutura [8].



# 4

## **ESTUDO DE APLICAÇÃO DE SISTEMAS DE CONTROLO ATIVO NA CONSTRUÇÃO DE PONTES EM ARCO COM TIRANTES PROVISÓRIOS COM BASE NUM CASO REAL**

### **4.1. NOTA INTRODUTÓRIA**

Como já foi referido, com este trabalho pretende-se mostrar como é que a utilização de sistemas de controlo ativo pode ser benéfica para a realização de um controlo estático sobre determinados processos, mais propriamente na construção de pontes em arco com recurso a tirantes provisórios.

Ora, este estudo estaria incompleto sem a introdução de um caso prático de aplicação que permitisse, concretamente, demonstrar as vantagens associadas a tal metodologia. Foi justamente isso que se pretendeu alcançar com esta abordagem. Adotou-se o caso da ponte Chenab - uma ponte em arco metálica - para se pôr em prática a metodologia associada a um controlo estático, efetuado através da aplicação do sistema OPS.

Para tal, será feita, em primeiro lugar, uma descrição global do caso em estudo de forma a ficarem explícitas as características gerais da ponte, como por exemplo, a sua geometria global, o seu enquadramento territorial, os materiais constituintes e o processo construtivo adotado. De seguida, será apresentado e descrito o modelo de cálculo global desenvolvido, que servirá de base para a construção dos modelos de cálculo relativos às várias fases construtivas. Posteriormente, apresentar-se-ão, então, os modelos de cálculo que têm em conta o faseamento construtivo da ponte e as respetivas propostas esquemáticas de introdução dos tirantes, que foram definidas de maneira a formar-se um sistema de atirantamento em triangulação, com diagonais e cabos de retenção ativos.

Estando estes elementos definidos, proceder-se-á à estabilização de várias leis de controlo que tenham em conta a otimização do comportamento da estrutura durante a sua fase construtiva e, de seguida, seguir-se-á a determinação das ações de controlo a aplicar de acordo com essas estratégias, assim como a determinação das forças instaladas nos elementos ativos. Para finalizar, será feita uma avaliação de segurança, em relação aos Estados Limites Últimos (de acordo com o EC3), dos elementos mais preponderantes na estrutura: as cordas do arco. Essa análise será realizada para uma das estratégias de controlo que serão definidas e nela será efetuada uma análise comparativa do fator de segurança obtido para o elemento em três situações distintas: elemento com atuação do sistema OPS, elemento sem atuação do sistema OPS e elemento imediatamente após a finalização do processo construtivo da ponte.

## 4.2. DESCRIÇÃO DO CASO EM ESTUDO – CHENAB BRIDGE

A *Chenab Bridge* é uma ponte ferroviária que, à data deste trabalho, se encontra em construção na Índia. A ponte atravessará o rio Chenab entre Bakkal e Kauri, no distrito de Reasi, pertencente ao estado de Jammu e Kashmir, englobando um megaprojeto que leva a cabo a construção de uma nova linha ferroviária neste estado.

A *Chenab Bridge* será formada por um viaduto de acesso de 530 metros de extensão (situado no lado de Kauri) e por uma ponte metálica em arco com 785 metros de comprimento, perfazendo um desenvolvimento total da estrutura de 1315 metros<sup>10</sup>. O arco da ponte metálica será um arco bi-encastado em treliça e terá um vão de 467 metros, constituindo um dos maiores vãos do mundo para esta tipologia. Servirá de suporte a um tabuleiro de 4,5 metros de altura e 13,5 metros de largura, constituído por chapas metálicas soldadas, em que no seu topo estarão dispostas duas linhas ferroviárias. O tabuleiro encontra-se aproximadamente a uma altura de 320 metros em relação à superfície do rio [15].

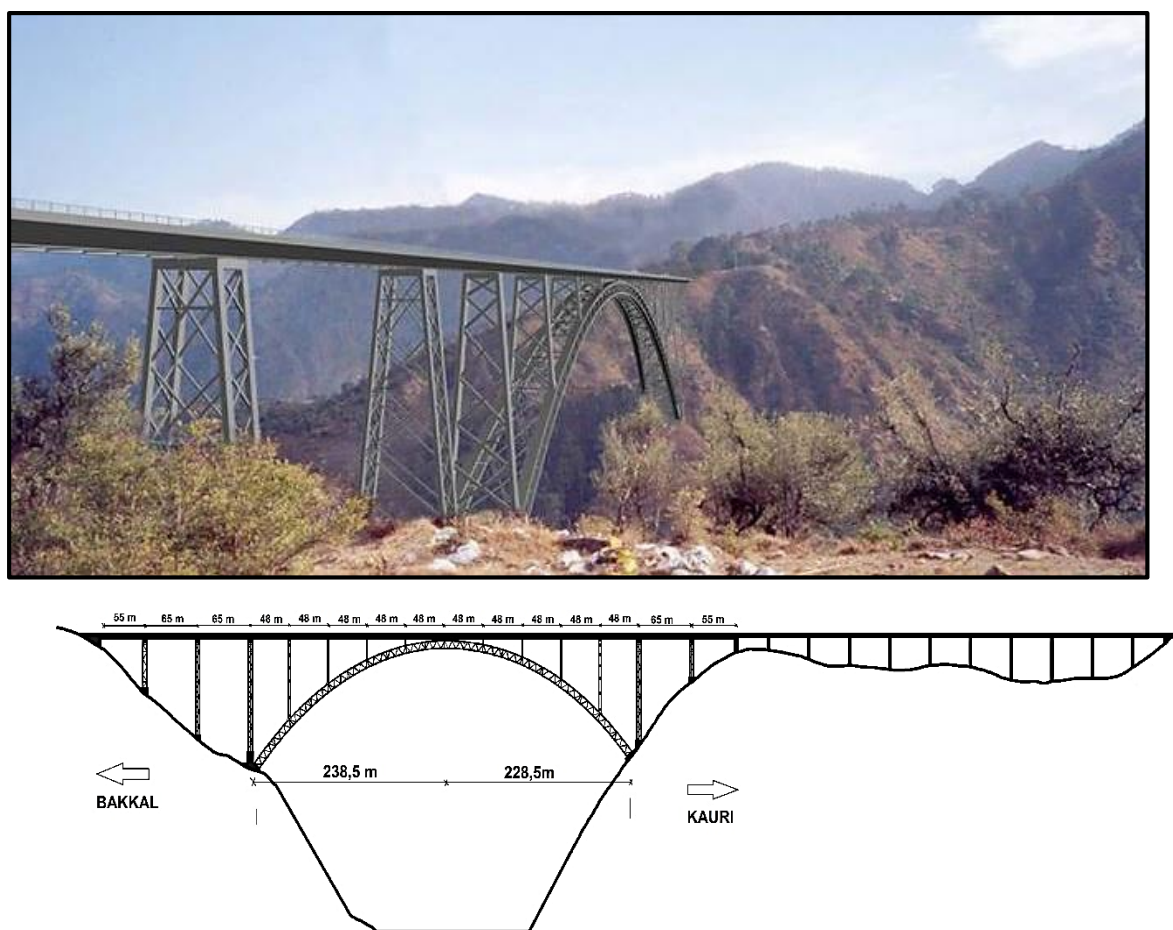


Fig.4.1. – Perspetiva lateral e alçado da *Chenab Bridge* [15].

<sup>10</sup> Neste trabalho será apenas analisada a ponte principal da estrutura, visto que o objetivo é estudar a aplicação de tirantes provisórios com controle ativo na construção da ponte em arco.

Um encontro no lado de Bakkal (lado esquerdo no alçado da Fig.4.1.) inicia o desenvolvimento do tabuleiro, que se apoia em três torres metálicas fundadas no terreno, antes de atingir a posição do arco, formando um vão inicial de 55 metros e dois vãos sucessivos de 65 metros. A partir deste ponto, o tabuleiro encontra-se ligado ao arco através de oito montantes (quatro em cada lado, em relação ao alinhamento do fecho do arco) que o dividem em dez troços de 48 metros de vão cada. Devido às condições topográficas do local, nomeadamente às diferentes inclinações do terreno em cada lado do vale, o arco não é dotado de um desenvolvimento simétrico, terminando, no lado de Kauri (lado direito no alçado da Fig.4.1.), a uma cota mais elevada do que a sua cota de arranque no lado de Bakkal (diferencial de cerca de 21,5 metros). Posteriormente ao arco, no lado de Kauri, o tabuleiro apoia-se em duas torres metálicas e num pilar de betão armado, formando dois vãos de 65 e 55 metros, respetivamente. Sobre o pilar de betão armado encontra-se uma junta de dilatação que separa a ponte principal do viaduto de acesso e onde ocorre uma diminuição da altura do tabuleiro. Nos viadutos de acesso, os elementos verticais de apoio passam a ser formados por pilares de betão armado [15].

A estrutura, na sua totalidade, será constituída por 25 mil toneladas de aço, em que a maior porção desta quantidade será empregue na ponte principal (ponte em arco) [15].

Os elementos metálicos da ponte serão produzidos em oficinas montadas perto do local da implantação da ponte, sobre os dois lados do vale, visto que não existem infraestruturas de acesso rodoviário adequadas para o transporte de tais elementos. Nestas oficinas, o tabuleiro será soldado em segmentos de 8 metros e o arco em segmentos de 10 metros [15].

Em primeiro lugar, proceder-se-á à construção do viaduto de acesso recorrendo ao método dos deslocamentos sucessivos e a torres provisórias. Finalizada esta fase, procede-se à ereção das torres metálicas e instalar-se-á uma grua de cabos suspensos com uma capacidade de carga máxima de 40 toneladas (suportada por torres colocadas em ambos os lados do vale) para auxiliar a ereção das torres que tenham uma altura superior a 100 metros. Após a ereção das torres metálicas, através do método dos deslocamentos sucessivos, “empurrar-se-á” o tabuleiro sobre estas - assegurando aparelhos de apoio que permitam tal ocorrência - até ao ponto em que o arco se inicia. De seguida, iniciar-se-á a ereção do arco através de uma *grua-derrick*, com capacidade de elevação de aproximadamente 100 toneladas, que será colocada no topo do tabuleiro já existente e avançará sobre este, transportando os segmentos parcelares do arco até ao alinhamento vertical respetivo e, de seguida, descendo esses elementos até atingirem o seu local de colocação (Fig.4.2.). A construção do tabuleiro, a partir deste ponto, avançará simultaneamente com a construção do arco, através da utilização da mesma *grua-derrick*, que transportará e instalará os segmentos do tabuleiro na sua posição de colocação. Este processo desenrolar-se-á, simetricamente, em duas frentes (uma em cada lado do arco), conforme se pode verificar na Fig.4.2.

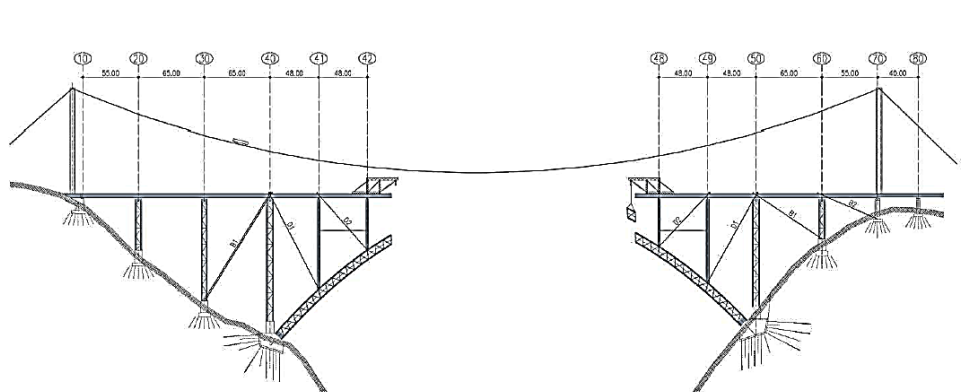


Fig.4.2. – Ereção do arco através de *guas-derrick* [15].

O arco e o tabuleiro estarão dispostos em consola até atingirem a posição de implantação dos montantes do arco, ou seja, numa extensão máxima de 48 metros. Quando o desenvolvimento do arco atingir tais posições, instalar-se-ão cabos provisórios, na forma de diagonais, para suportar o seu crescimento ao longo do avanço da construção, até se alcançar, eventualmente, a próxima posição de implantação de um montante, onde estes últimos serão igualmente colocados com o recurso à grua de cabos suspensos. Finalizado este seguimento, procede-se ao avanço da construção do tabuleiro nesse vão até se atingir o local de implantação do montante seguinte. Este processo repetir-se-á até ao alcanço da zona de fecho do arco. Os elementos que constituem o fecho serão transportados e descidos até à sua posição de colocação a partir da grua de cabos suspensos, onde posteriormente as *gruas-derrick* se encarregarão de “fechar” o tabuleiro e, desse modo, finalizar a superestrutura (Fig.4.3.) [15].

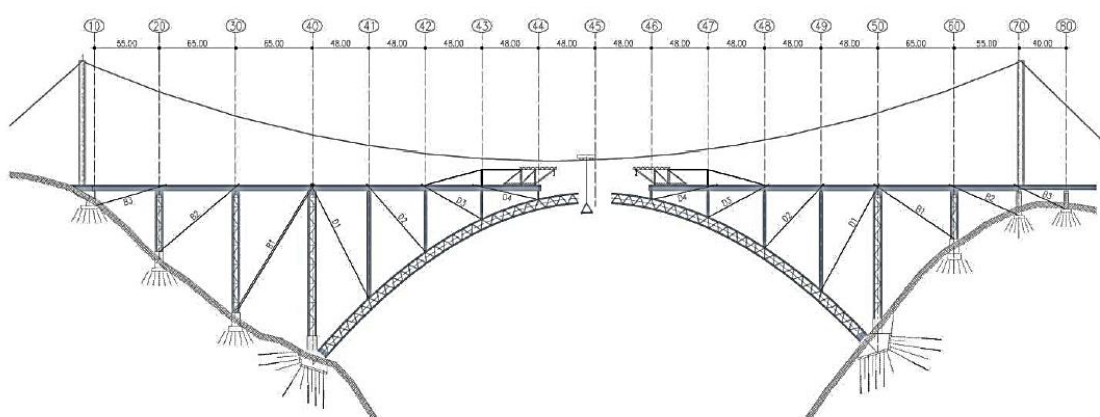


Fig.4.3. – Ereção do vão de fecho do arco através da grua de cabos-suspensos [15].

### 4.3. CARATERIZAÇÃO DO MODELO DE CÁLCULO GLOBAL

O modelo de cálculo foi realizado com recurso ao programa de cálculo automático “*Robot Structural Analysis*” e a sua geometria baseou-se nos desenhos preliminares do projeto desta obra. A estrutura foi modelada através de elementos “Barra”, aos quais se atribuíram as respetivas secções e materiais de cada elemento estrutural. Considerou-se que todos os elementos metálicos (à exceção dos cabos ativos) são constituídos por um aço S355.

Convém também notar que, na modelação desta ponte, não se teve em consideração o efeito das ligações aparafusadas e das ligações soldadas na transmissão de esforços entre os vários elementos estruturais.

Na figura seguinte (Fig.4.4.) definem-se os alinhamentos principais da ponte:

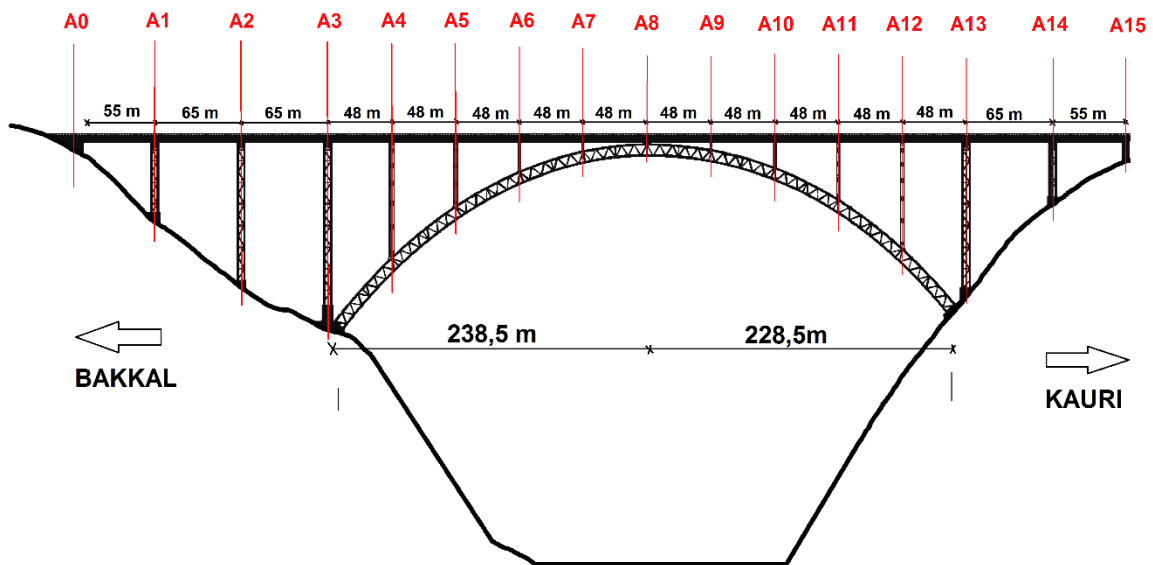


Fig.4.4. – Alinhamentos principais da Ponte Chenab.

#### ▪ Tabuleiro

Considerou-se a secção transversal tipo do tabuleiro com a geometria e dimensões representadas na figura seguinte (Fig.4.5.).

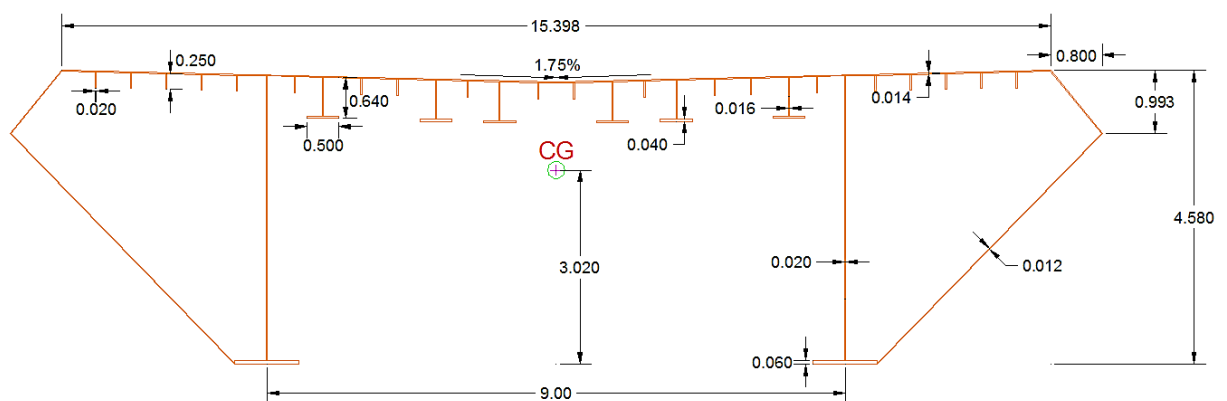


Fig.4.5. – Secção transversal do tabuleiro e respetivas dimensões.

Como se pode verificar, a secção do tabuleiro é constituída por várias placas metálicas, soldadas entre si. Duas vigas principais de 4,486 metros de altura, separadas de 9 metros, providenciam a maior parte da resistência à flexão da secção e asseguram a transmissão de esforço transversal ao longo da mesma.

A placa superior é simetricamente dotada de uma inclinação de 1,75%, convergente no eixo de simetria, de forma a permitir o escoamento das águas para o centro da secção, onde serão levadas até canalização própria. Nesta placa são ainda dispostas várias nervuras, como se pode ver na Fig.4.5, que, para além de contribuírem para um aumento da resistência à flexão da secção, também proporcionam à placa superior uma maior estabilidade em relação à ocorrência do fenómeno de encurvadura local.

No modelo de cálculo, o tabuleiro foi representado por um elemento do tipo “Barra”, alinhado com o eixo do seu centro de gravidade (CG na Fig.4.5.).

#### ▪ Torres

As torres de apoio ao tabuleiro desta ponte são torres típicas das pontes metálicas em arco (Fig.4.6.). Escolheu-se fazer a modelação destes elementos no seu todo. Com isto, pretende-se dizer que, neste modelo, não se optou por interpretar cada torre por um único elemento “barra” que representasse, em termos de efeitos, a totalidade dos elementos que formam as torres, mas sim pela atribuição explícita de um elemento “barra” para cada elemento das mesmas. Esta opção foi tomada tendo em conta que a proposta esquemática do sistema de atirantamento provisório englobará a instalação de cabos de retenção ativos ligados à “cabeça” das torres, como será mostrado no item 4.5.

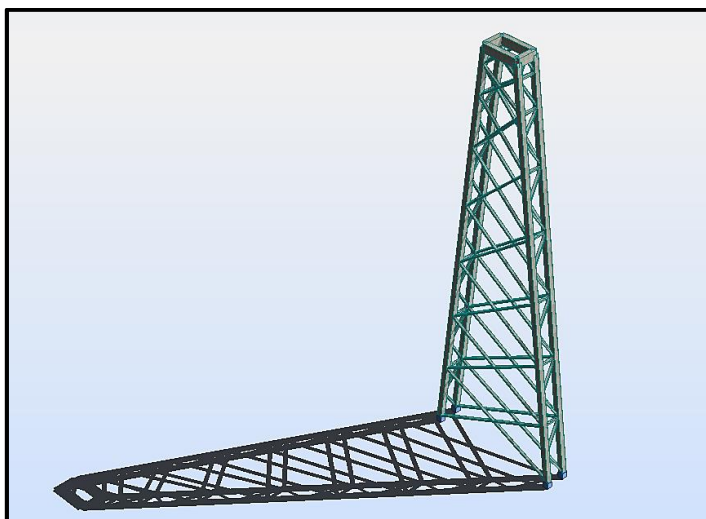


Fig.4.6. – Perspetiva da torre-tipo.

Na tabela seguinte dispõem-se as dimensões, geometrias e secções consideradas dos elementos das torres da ponte, respetivas aos alinhamentos A1, A2, A3, A13 e A14.



Tabela 4 – Características das torres no modelo de cálculo global (medições em relação ao eixo dos elementos).

	A1	A2	A3	A13	A14
<b>Altura (medida na vertical) (m)</b>	54,414	103,314	119,814	105,814	40,914
<b>Inclinação dos montantes (em relação ao plano vertical) (°)</b>			4,232		
<b>Extensão dos diafragmas transversais (m)</b>			9,0		
<b>Extensão dos diafragmas laterais (m)</b>	5,0	5,0	6,0	6,0	5,0
<b>Largura transversal na base (m)</b>	22,120	33,910	37,888	34,513	18,865
<b>Secção transversal das cordas</b>	Tubular Quadrada 1,25*1,25*0,02 m (largura, altura, espessura)				
<b>Secção transversal dos diafragmas</b>	Tubular Retangular 1,25*2,172*0,02 m				
<b>Secção transversal dos elementos de contraventamento</b>	Tubular Retangular 0,6*0,4*0,02 m				
<b>Ligação tabuleiro-torre</b>	Libertação do movimento na direção longitudinal (apoio deslizante)	Contínua (Monolítica)	Contínua (Monolítica)	Contínua (Monolítica)	Libertação do movimento na direção longitudinal (apoio deslizante)

- Arco

Como já foi referido atrás, o arco desenvolve-se num sistema em treliça. A secção transversal de cada parte do arco é constituída por 4 cordas, duas superiores e duas inferiores. As cordas situadas no mesmo plano horizontal estão ligadas de forma contínua ao longo do desenvolvimento do arco por duas placas metálicas de 2,8 metros de largura e 0,02 metros de espessura, espaçadas de 0,96 metros na vertical (Fig.4.7.). A transmissão de forças entre as cordas superiores e inferiores é efetuada através de barras diagonais (Fig.4.7.).

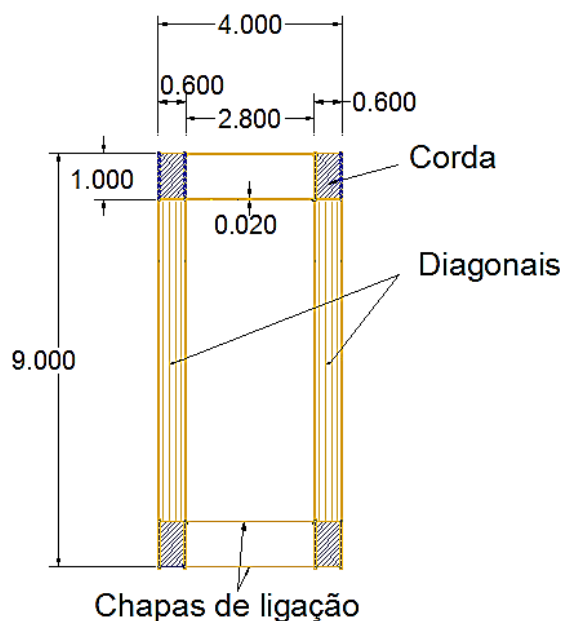


Fig.4.7. – Seção transversal tipo do arco.

Após a assemblagem completa da ponte, irá proceder-se à betonagem das cordas do arco com o intuito de se prevenir a ocorrência de fenômenos encurvadura local das placas das seções das cordas, através da redução da tensão instalada no aço para as ações aplicadas na ponte em fase de utilização.

No entanto, como este estudo se baseia apenas no comportamento da estrutura em fase construtiva e visto que nesta fase os esforços são suportados apenas pelos elementos de aço, então, apenas estes últimos foram introduzidos no modelo de cálculo, não tendo sido considerada a betonagem das cordas do arco.

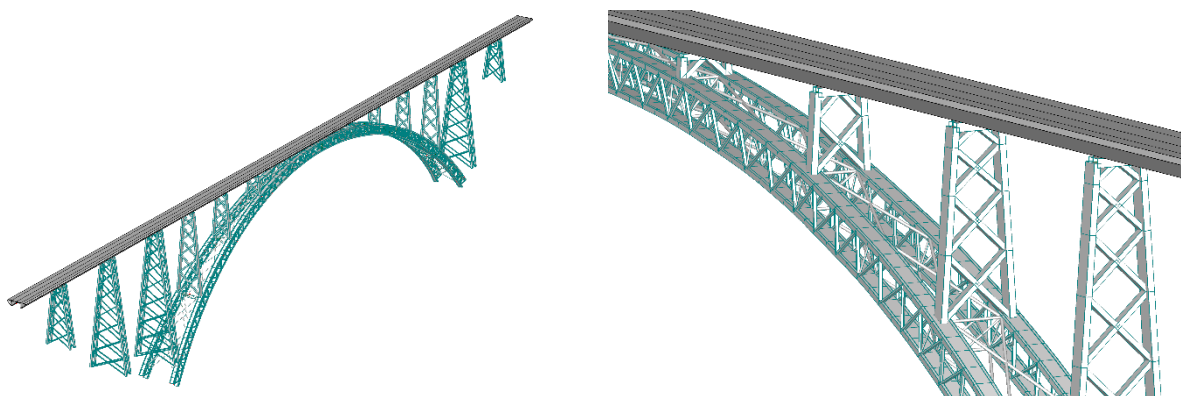
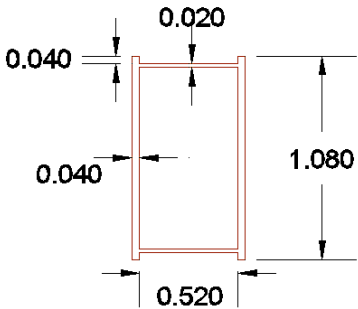
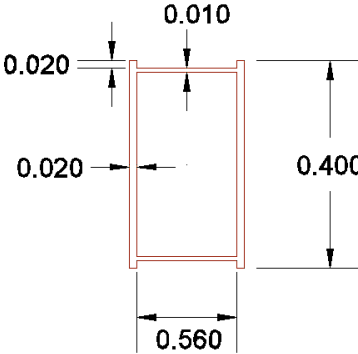


Fig.4.8. – Modelação global da Chenab Bridge.

Os arcos que constituem os dois planos verticais partem do arranque do lado de Bakkal a uma distância de 26,268 metros entre si (medidos em relação ao eixo das cordas do lado interior do arco), distância essa que se vai reduzindo ao longo do desenvolvimento do arco até se atingir o alinhamento de fecho

(A8), onde se verifica uma distância entre as duas partes de 5,682 metros. A partir deste ponto, essa distância volta a aumentar até ao alinhamento do arranque do lado de Kauri, onde atinge o valor de 21,92 metros. Ao longo de todo este desenvolvimento, as duas partes do arco estão contraventadas entre si através de duas “camadas” (superior e inferior) de elementos tubulares cilíndricos que estão diretamente ligados às cordas interiores das duas partes do arco.

Tabela 5 – Secções transversais consideradas para os elementos do arco (dimensões em metros).

<p><b>Secção transversal das cordas do arco</b></p>	
<p><b>Secção transversal das diagonais do arco</b></p>	
<p><b>Secção transversal dos elementos de contraventamento</b></p>	<p>Tubular Circular <math>\Phi</math>ext. 0,6 esp. 0,012</p>
<p><b>Secção transversal dos elementos de contraventamento secundários (entre cordas superiores e inferiores do arco)</b></p>	<p>Tubular Circular <math>\Phi</math>ext. 0,4 esp. 0,010</p>

▪ Montantes

O tabuleiro transmite as cargas ao arco através de oito montantes, situados entre os alinhamentos A4 e A12 (à exceção do alinhamento A8 que corresponde ao alinhamento de fecho). As ligações entre os montantes e o arco, assim como a ligação deste último ao tabuleiro na zona de fecho, foram consideradas monolíticas.

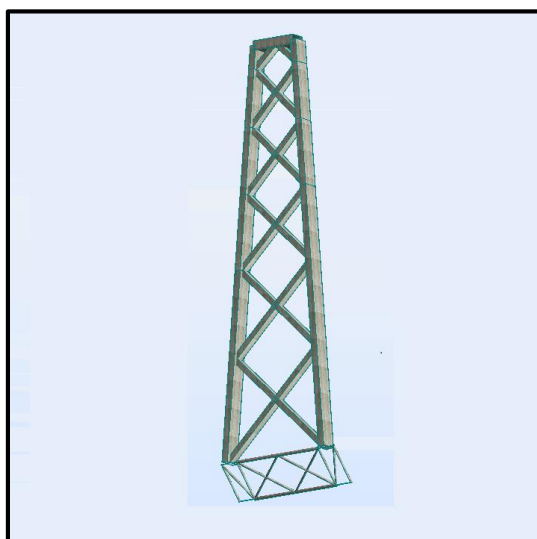


Fig.4.9. – Perspetiva do montante-tipo

Na tabela seguinte apresentam-se dimensões, geometria e secções dos elementos de todos os montantes do arco, respetivos aos alinhamentos entre A4 e A12.

Tabela 6 - Características dos montantes no modelo de cálculo global (medições em relação ao eixo dos elementos).

	A4	A5	A6	A7	A9	A10	A11	A12
<b>Altura (m)</b>	76,958	40,798	17,841	5,056	4,529	16,389	38,413	73,254
<b>Inclinação dos montantes (°)</b>	4,232							
<b>Extensão dos diafragmas (m)</b>	9,0							
<b>Largura transversal na base (m)</b>	21,754	16,016	12,154	9,870	9,328	10,774	13,864	18,564
<b>Secção transversal dos Montantes</b>	Tubular Retangular 3,00*1,25*	Tubular Retangular 2,50*1,25*	Tubular Retangular 2,00*1,25*	Tubular Retangular 1,50*1,25*	Tubular Retangular 1,50*1,25*	Tubular Retangular 2,00*1,25*	Tubular Retangular 2,50*1,25*	Tubular Retangular 3,00*1,25*
	0,02 m	0,02 m	0,02 m	0,02 m	0,02 m	0,02 m	0,02 m	0,02 m

<b>Secção transversal dos Diafragmas</b>	Tubular Retangular 3,00*1,80*	Tubular Retangular 2,50*1,80*	Tubular Retangular 2,00*1,80*	Tubular Retangular 1,50*1,40*	Tubular Retangular 1,50*1,40*	Tubular Retangular 2,00*1,80*	Tubular Retangular 2,50*1,80*	Tubular Retangular 3,00*1,80*
<b>Secção transversal das Diagonais</b>	Tubular Retangular 1,50*1,00*0,02 m							
<b>Ligação tabuleiro-montante</b>	Contínua	Contínua	Libertação do movimento na direção longitudinal	Libertação do movimento na direção longitudinal	Libertação do movimento na direção longitudinal	Libertação do movimento na direção longitudinal	Contínua	Contínua

Nos alinhamentos dos montantes e do fecho, as duas partes que formam arco são ainda contraventadas por elementos tubulares circulares de 0,60 e 0,40 metros de diâmetro e de 0,02 metros de espessura (Fig.4.9, sob o montante).

#### 4.4. FASES CONSTRUTIVAS EM ANÁLISE E ESQUEMATIZAÇÃO DOS ELEMENTOS ATIVOS PROPOSTOS

Neste estudo será apenas analisada a construção de metade da estrutura, isto é, de toda a superestrutura existente desde o encontro (lado de Bakkal) até ao alinhamento de fecho do arco. A análise para a metade restante seria praticamente idêntica a esta pelo que não faria sentido analisar a construção da estrutura para as duas frentes de avanço.

Relembra-se, ainda, que os sistemas de controlo ativo são sistemas que atuam em tempo útil, o que significa que o processo de controlo não se realizará apenas nos momentos discretos correspondentes às fases referidas, mas sim de forma progressiva com a introdução das cargas (peso próprio), ou seja, à medida que cada parte dos módulos vai sendo inserida no segmento do arco já ereto. Neste estudo, como é óbvio, não se dispõe de capacidade suficiente para a realização de um cálculo tão abastado, logo, para se demonstrar as bases da metodologia associada a este conceito, terão de ser discretizados momentos de atuação de controlo, daí o facto de se ter abordado esta análise com a definição de várias fases construtivas para as quais serão determinadas e analisadas as ações de controlo a efetuar.

Ora, então, nesta análise foram consideradas quatro fases construtivas que, como é óbvio, estão diretamente relacionadas com a construção do arco.

A primeira fase, Fase 1, resume-se à construção do tabuleiro, torres e arco até ao momento em que se atinge o alinhamento A4, ou seja, até ao momento imediatamente após à introdução do primeiro montante sobre a parcela do arco construída até esse ponto. Propõem-se a introdução de dois tirantes ativos, ligados à interseção do montante com o arco, um em cada parte deste último (Fig.4.10.). Esta extremidade seria a extremidade passiva dos cabos. Os tirantes estariam ancorados no topo do tabuleiro e essa extremidade constituiria a extremidade ativa destes cabos.

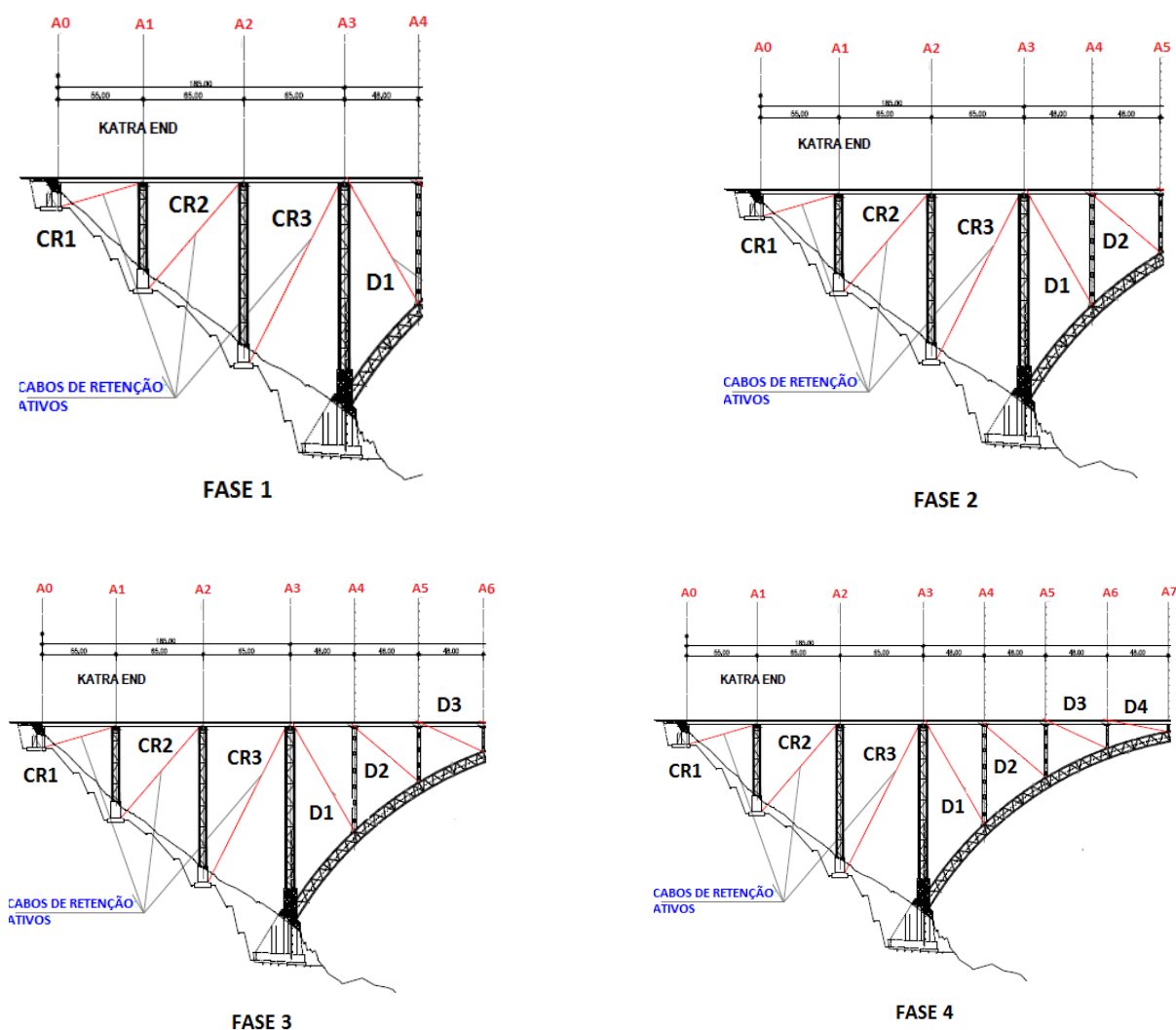


Fig.4.10 – Fases construtivas de análise.

De forma idêntica, a segunda fase, Fase 2, a terceira fase, Fase 3, e a quarta fase, Fase 4, correspondem ao momento em que se atingem os alinhamentos A5, A6 e A7, respetivamente, e nessas fases seriam igualmente introduzidos dois tirantes ativos.

As diagonais ativas permitirão, portanto, a manipulação da geometria e dos esforços relativos aos elementos do arco.

Propõem-se ainda, previamente a estas fases, a instalação de cabos de retenção ativos ligados ao topo das torres (um em cada plano), que seriam ancorados nas fundações do encontro e das torres (Fig.4.10.). Estes cabos permitirão o controlo da deformação e dos esforços instalados nos elementos das torres devidos não só ao faseamento construtivo do arco, mas também à própria atuação de controlo sobre este último, que poderá gerar esforços e deformações demasiado elevados para as torres.

Todos os cabos ativos serão constituídos por aço de pré-esforço Ap 1860/1670.

Convém também referir que foi considerado que, em fase construtiva, as ligações do tabuleiro às torres e aos montantes são fixas, ou seja, que apenas se procede à implantação dos aparelhos de apoio deslizantes após a conclusão do processo de construção da ponte. Sabe-se, ainda, que existirá uma junta de dilatação no encontro da ponte que permitirá a libertação do movimento longitudinal do tabuleiro nessa zona. Ora, para que seja possível implantar este sistema de controlo, o grau de liberdade associado a esse movimento tem de ser restringido, pelo que, em fase construtiva, seria necessário proceder-se ao travamento horizontal do encontro, sendo este desativado na fase de utilização da ponte.

Na fase final de construção, o esquema do sistema de atirantamento ativo estaria disposto conforme se esquematiza na Fig.4.11.

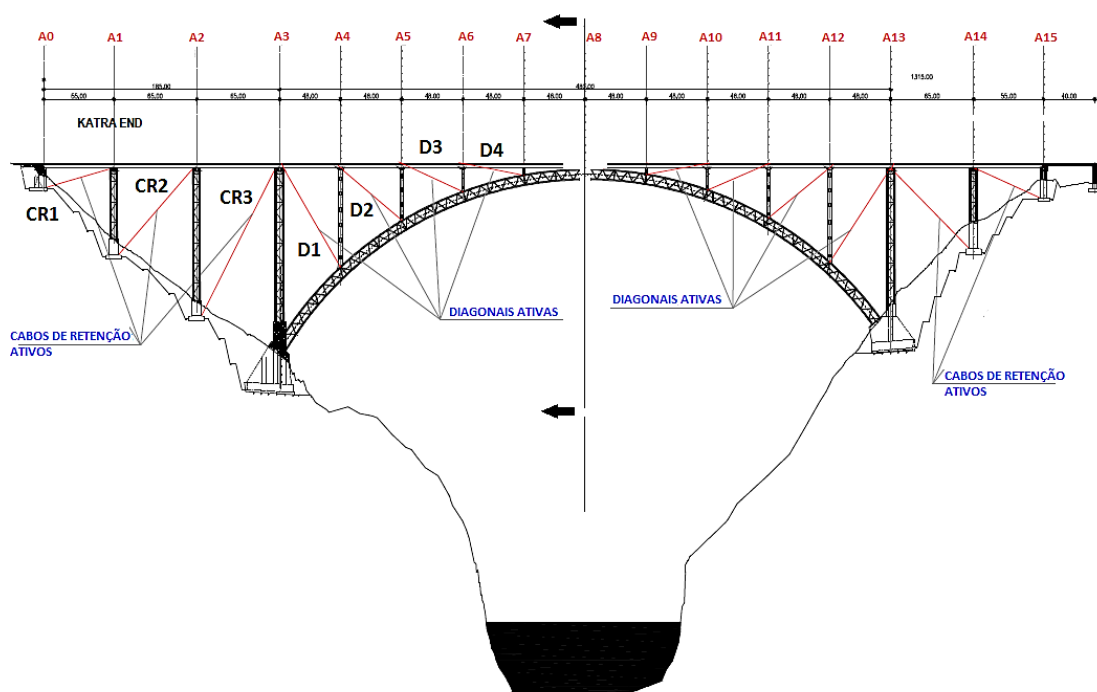


Fig.4.11. – Disposição esquemática do sistema de atirantamento ativo proposto (fase final).

**Nota:** Neste estudo, optou-se por não se introduzir um elemento ativo que suportasse o módulo do arco posterior ao alinhamento A7, devido ao facto de esse módulo apresentar um ângulo de desenvolvimento muito próximo da horizontal, o que significa que o acréscimo de momento fletor que será instalado no arco pela adição deste módulo, não será tão considerável como o acréscimo associado à instalação dos módulos anteriores (no entanto, não se pretende insinuar que esse acréscimo é irrelevante para o arco).

#### 4.5. DEFINIÇÃO DAS ESTRATÉGIAS DE CONTROLO E VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA

Ora, como foi referido atrás, as estratégias de controlo serão definidas de forma a melhorar o comportamento da estrutura ao longo das fases construtivas apresentadas no item anterior. Tratando-se de fases construtivas, a única carga que solicitará a estrutura, será, à partida, o peso próprio dos seus elementos estruturais.

Ao longo deste trabalho referiu-se que a atuação de um controlo estático sobre estruturas permite, essencialmente, manipular a geometria das mesmas – através do controlo de deslocamentos – e limitar as tensões instaladas nos seus elementos. Deste modo, procurou-se definir, para esta estrutura, estratégias de controlo que permitissem justamente traduzir estas propriedades do controlo estático.

Convém lembrar que as estratégias definidas neste estudo são de uma formulação matemática bastante acessível (sistemas de equações lineares com soluções simples e determinadas), o que na aplicação prática se traduziria em algoritmos de controlo de grande simplicidade. Para se proceder a um controlo no qual se desejasse a imposição de um número maior de condições funcionais sobre a estrutura, apenas com os elementos ativos apresentados (o número de incógnitas do sistema de equações lineares seria maior do que o número de equações, tornando a solução indeterminada), seria necessário recorrer a metodologias de cálculo da Investigação Operacional para que fosse possível encontrar a solução mais ótima que satisfizesse todas as condições impostas.

Relativamente às estratégias que serão apresentadas, estas serão definidas de forma a tornar-se mais perceptível o leque de aplicabilidade do sistema OPS ao processo da construção das pontes em arco. Em primeiro lugar, é apresentada uma estratégia de controlo que tem o intuito de anular os deslocamentos dos elementos do arco e das torres, seguida de uma estratégia que impõe a uniformização dos esforços axiais nas cordas do arco e nos montantes das torres, e, posteriormente, uma estratégia que visa limitar os esforços num determinado elemento da ponte. Por fim, apresenta-se também uma outra metodologia de controlo que permite limitar o valor da força horizontal transmitida para o encontro da ponte. Em cada análise, previamente à apresentação dos resultados, serão discutidos os fundamentos específicos e as potencialidades associadas a cada estratégia.

##### 4.5.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS CABOS ATIVOS

Em primeiro lugar, procede-se ao pré-dimensionamento dos cabos ativos. Os cabos ativos, tal como nos planos de tensionamento das pontes de tirantes, são dimensionados de maneira a que a tensão de serviço instalada nestes, se aproxime da seguinte igualdade:

$$\sigma_{serviço} = 0.5 \times f_{yd} \quad (4.1)$$

em que,

$\sigma_{serviço}$  – Tensão de serviço instalada no cabo;

$f_{yd}$  – Tensão de cedência de cálculo do material.

Para os cabos de retenção, são determinados os valores do somatório das reações horizontais na base de cada torre para a Fase 4 (à partida, a fase mais condicionante) e admite-se que os cabos irão suportar a totalidade dessas forças para uma tensão de serviço correspondente a 50% do valor da tensão de cedência do aço de pré-esforço. Relativamente às diagonais, são calculados os pesos de cada módulo do arco



entre os alinhamentos A3-A4, A4-A5, A5-A6 e A6-A7, e dimensionam-se os cabos para suportar o peso dos módulos associados a cada diagonal.

Com isto, obtém-se áreas de aço de referência (Tabela 7), que serão suscetíveis a alterações em cada estratégia definida, caso, no desenvolvimentos dessas análises, se verifique que a tensão instalada nos tirantes devido à atuação de controlo é consideravelmente diferente da tensão correspondente a 50% do valor de cedência do aço de pré-esforço, ou seja, 726 MPa ( $f_{yd}/2 = 1452 \text{ MPa}/2$ )<sup>11</sup>. Resumindo, serão consideradas soluções diferentes de cabos ativos para cada estratégia desenvolvida, soluções essas que serão definidas de acordo com as forças axiais que serão instaladas nos cabos em cada estratégia, respeitando, em todos os momentos, a condição de serviço imposta na expressão (4.1.).

Tabela 7 – Pré-dimensionamento dos cabos ativos.

<b>Cabos Ativos</b>	<b>Ângulo de inclinação em relação ao plano horizontal (°)</b>	<b>Área de aço (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Cordões 0.6" (A=1,4cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Comprimento (m)</b>
<b>CR1</b>	12,6	134,4	96	57,5
<b>CR2</b>	47,1	187,6	134	95,4
<b>CR3</b>	61,4	264,6	189	133,7
<b>D1</b>	59,5	21	15	94,8
<b>D2</b>	43,4	22,4	16	66,1
<b>D3</b>	25,0	37,8	27	53,0
<b>D4</b>	11,0	85,4	61	48,9

#### 4.5.2. ESTRATÉGIA DE CONTROLO DOS DESLOCAMENTOS DOS NÓS ATIVOS

Com esta estratégia de controlo, pretende-se que a estrutura (primordialmente, o arco) mantenha a sua geometria teórica imposta ao longo do seu faseamento construtivo, ou seja, que se obtenham deslocamentos nulos para os elementos do arco ao longo do avanço do processo construtivo.

Os graus de liberdade a controlar estão representados na figura seguinte (Fig.4.12.).

<sup>11</sup> Embora neste trabalho se tenha procedido ao redimensionamento dos cabos ativos em cada estratégia de controlo, na realidade, em obra, efetuar-se-ia um dimensionamento único dos cabos que verificasse a condição imposta em (4.1.) para todas as estratégias, simultaneamente.

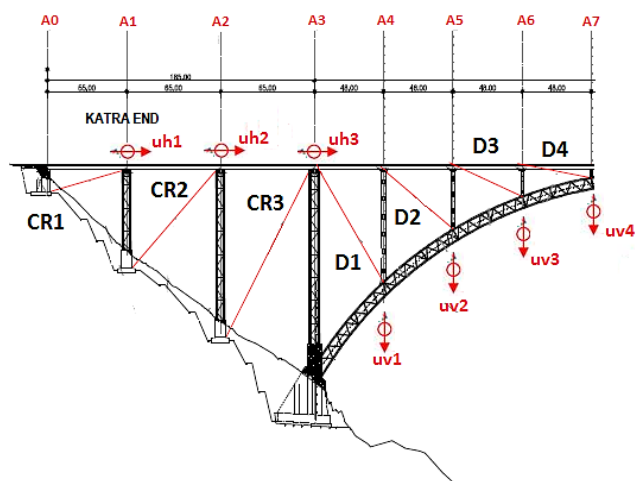


Fig.4.12. – Graus de liberdade a controlar.

Pretende-se, portanto, anular os deslocamentos horizontais na “cabeça” das torres e os deslocamentos verticais nos nós do arco sobre os quais convergem os tirantes ativos, assegurando, conseqüentemente, a geometria teórica definida para estes elementos. Os sensores do sistema de controlo serão, neste caso, LVDT’s e/ou extensómetros que estarão localizados junto aos nós cujo deslocamento se pretende anular.

O procedimento de cálculo é semelhante ao efetuado no item 2.5 deste trabalho. Em primeiro lugar, determina-se a matriz de influência dos cabos ativos para cada fase construtiva, aplicando um encurtamento unitário em cada um dos cabos e, de seguida, retiram-se os valores das variáveis de saída (deslocamentos segundo os graus de liberdade indicados na Fig.4.12., para a atuação do peso próprio). Impondo deslocamentos finais nulos, através do sistema de equações (2.4), obtém-se os fatores de escala que determinam a ação de controlo a aplicar à estrutura através dos cabos ativos.

Efetuuou-se uma primeira análise e verificou-se que a área de aço pré-dimensionada dos cabos ativos, para alguns casos, não assegurava uma tensão adequada para estes elementos. Como tal, utilizou-se a tensão obtida para redimensionar os cabos. Com este processo, obtiveram-se as seguintes áreas de aço necessárias (Tabela 8).

Tabela 8 – Redimensionamento dos cabos ativos.

Cabos Ativos	Ângulo de inclinação em relação ao plano horizontal (°)	Área de aço (cm <sup>2</sup> )	Cordões 0.6” (A=1,4cm <sup>2</sup> )	Comprimento (m)
CR1	12,6	386,4	276	57,5
CR2	47,1	162,4	116	95,4
CR3	61,4	593,6	424	133,7
D1	59,5	183,4	131	94,8
D2	43,4	63,0	45	66,1
D3	25,0	93,8	67	53,0
D4	11,0	382,2	273	48,9

Os resultados de todas as análises efetuadas neste capítulo serão apresentados de acordo com a seguinte disposição:

▪ **Fase  $i$**  (com  $i = 1$  até 4)

1º -  $[MI]$  – Matriz de Influência (Esforços ou Deslocamentos)

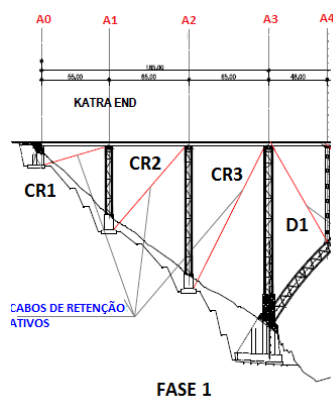
2º -  $[VI]$  – Vetor dos Esforços/Deslocamentos Iniciais

3º -  $[VF]$  – Vetor dos Esforços/Deslocamentos Finais

4º -  $[x]$  – Vetor dos Fatores de escala

5º - Gráfico de Barras representativo dos valores dos Esforços Axiais instalados nas Barras Ativas no final de cada fase.

▪ **FASE 1**



1º -  $[MI]$  (m)

	CR1	CR2	CR3	D1
CR1	-0,0524	-0,0176	0,0182	0,0034
CR2	-0,0111	-0,0565	-0,0214	0,0032
CR3	0,0082	-0,0279	-0,1027	0,0317
D1	0,0061	0,0173	-0,1220	0,3947

2º -  $[VI]$  (m)

CR1	0,0007
CR2	0,0021
CR3	0,0021
D1	-0,0429

3º -  $[VF]$  (m)

<b>CR1</b>	0
<b>CR2</b>	0
<b>CR3</b>	0
<b>D1</b>	0

Através da expressão,

$$[MI] \times \{x\} + [VI] = [VF] \quad (4.2.)$$

obtém-se o vetor-coluna dos fatores de escala  $x$ :

4º -  $[x]$

<b><math>x_{CR1}</math></b>	<b>0,037</b>
<b><math>x_{CR2}</math></b>	<b>0,015</b>
<b><math>x_{CR3}</math></b>	<b>0,058</b>
<b><math>x_{D1}</math></b>	<b>0,125</b>

Estes valores são, portanto, os valores das contrações a aplicar nos elementos ativos para que, nesta fase, seja possível assegurar que os valores dos deslocamentos horizontais do topo das torres e os valores dos deslocamentos verticais dos nós ativos do arco sejam nulos.

Conclui-se, então, que a ação de controlo, nesta fase, consiste na aplicação, por parte do atuador hidráulico, de uma contração de 0,037 metros no cabo de retenção CR1, uma contração de 0,015 metros no cabo de retenção CR2, uma contração de 0,058 metros no cabo de retenção CR3 e, por fim, uma contração de 0,125 metros na diagonal D1. Esta atuação decorre simultaneamente em todos os elementos ativos e é garantida de forma automática pelo sistema de controlo.

O esforço axial instalado nos cabos após a atuação de controlo é apresentado na Fig.4.13.

5º - Gráfico de Barras representativo dos valores dos Esforços Axiais finais instalados nas Barras Ativas

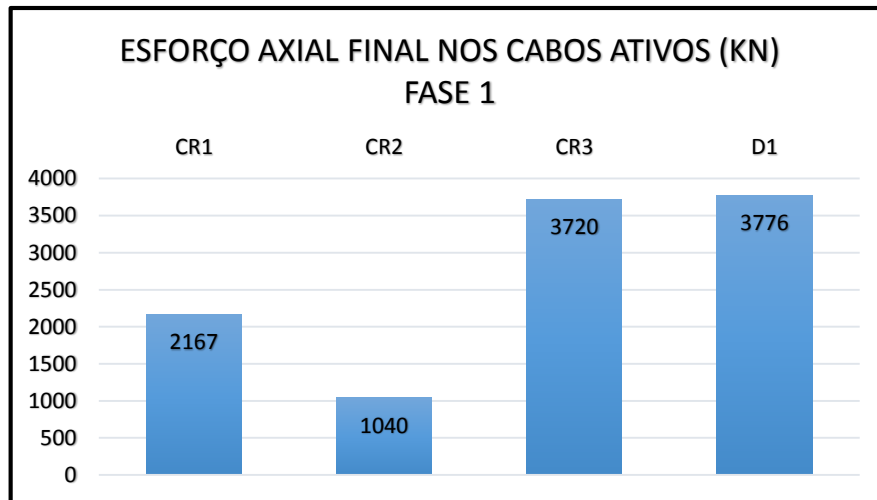
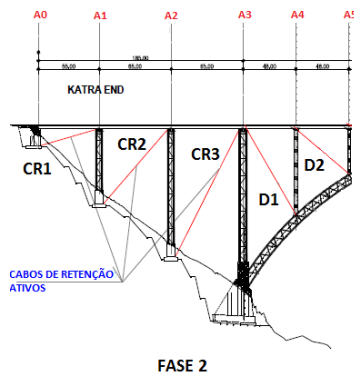


Fig.4.13. – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 1 (valor positivo corresponde a esforço de tração).

## FASE 2



Procede-se de forma idêntica para a segunda fase e obtém-se:

1º -  $[MI]$  (m)

	CR1	CR2	CR3	D1	D2
CR1	-0,0265	-0,0181	0,0188	0,0027	0,0005
CR2	-0,0122	-0,0379	-0,0224	0,0022	0,0007
CR3	-0,0114	-0,0291	-0,0762	0,0238	0,0053
D1	0,0068	0,0152	-0,0997	0,2554	0,1012
D2	0,0134	0,0293	-0,0436	0,3048	0,3861

2º - [VI] (m)

<b>CR1</b>	0,0024
<b>CR2</b>	0,0058
<b>CR3</b>	0,0058
<b>D1</b>	-0,0723
<b>D2</b>	-0,1290

3º - [VF] (m)

<b>CR1</b>	0
<b>CR2</b>	0
<b>CR3</b>	0
<b>D1</b>	0
<b>D2</b>	0

4º - [x]

<b><math>x_{CR1}</math></b>	<b>0,192</b>
<b><math>x_{CR2}</math></b>	<b>0,032</b>
<b><math>x_{CR3}</math></b>	<b>0,131</b>
<b><math>x_{D1}</math></b>	<b>0,280</b>
<b><math>x_{D2}</math></b>	<b>0,119</b>

Após a atuação de controle, obtêm-se os seguintes esforços axiais nos cabos ativos (Fig.4.14.).

5º - Gráfico de Barras representativo dos valores dos Esforços Axiais finais instalados nas Barras Ativas

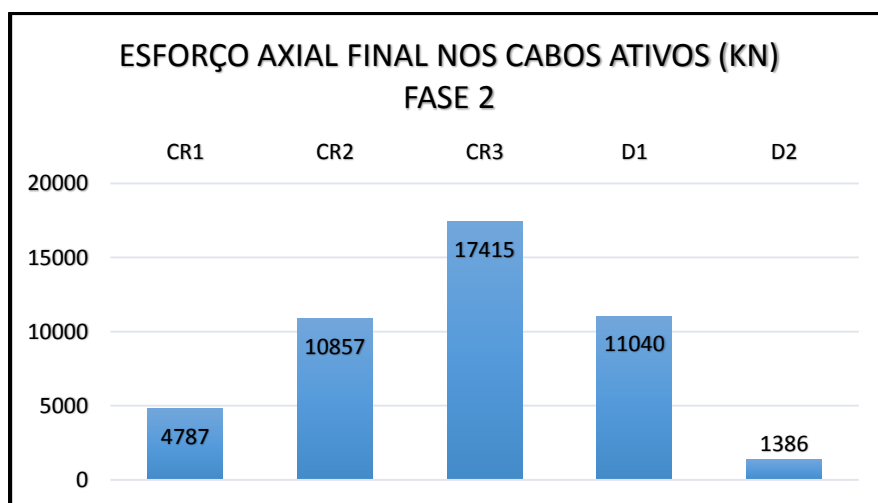
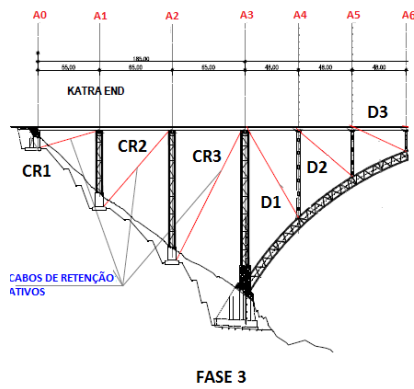


Fig.4.14. – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controle, na Fase 2.

### FASE 3



1º -  $[M]$  (m)

	CR1	CR2	CR3	D1	D2	D3
CR1	-0,0248	-0,0182	0,0189	0,0026	0,0003	0,0002
CR2	-0,0183	-0,0380	-0,0231	0,0021	0,0004	0,0002
CR3	-0,0200	-0,0291	-0,0759	0,0222	0,0026	0,0025
D1	0,0065	0,0148	-0,0942	0,2270	0,0541	0,0679
D2	0,0129	0,0275	-0,0208	0,1855	0,1865	0,2954
D3	0,0198	0,0365	0,0839	0,0304	0,1617	0,7402

2º -  $[V]$  (m)

CR1	0,0048
CR2	0,0112
CR3	0,0137
D1	-0,0767
D2	-0,1415
D3	-0,1412

3º -  $[VF]$  (m)

CR1	0
CR2	0
CR3	0
D1	0
D2	0
D3	0

4º - [x]

$x_{CR1}$	0,325
$x_{CR2}$	0,052
$x_{CR3}$	0,175
$x_{D1}$	0,296
$x_{D2}$	0,337
$x_{D3}$	0,074

Após a atuação de controle, obtêm-se os seguintes esforços axiais nos cabos ativos (Fig.4.15.).

5º - Gráfico de Barras representativo dos valores dos Esforços Axiais finais instalados nas Barras Ativas

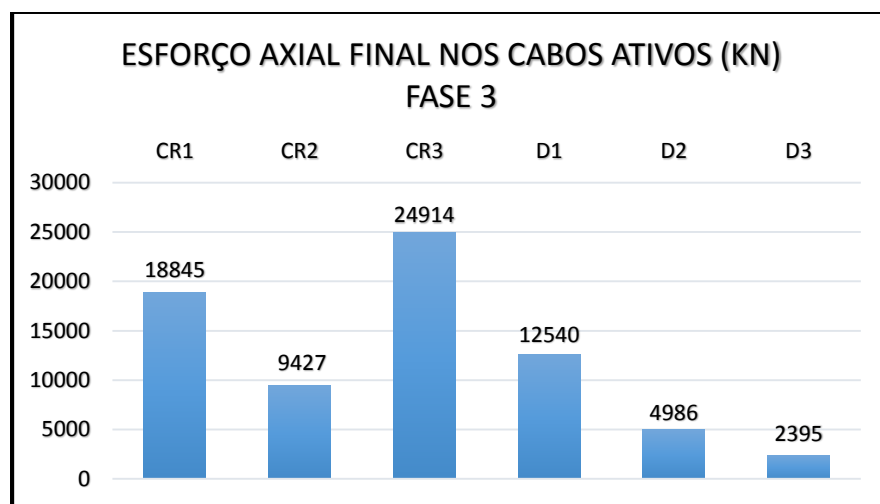
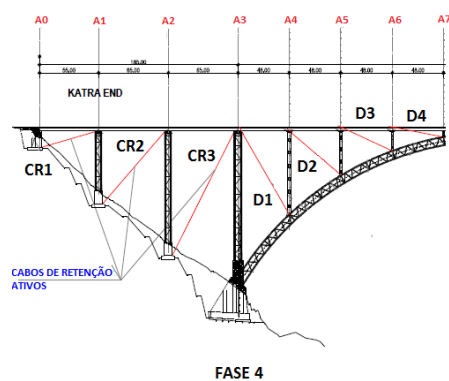


Fig.4.15. – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controle, na Fase 3.

#### FASE 4





1º -  $[MI]$  (m)

	CR1	CR2	CR3	D1	D2	D3	D4
<b>CR1</b>	-0,0265	-0,0181	0,0180	0,0026	0,0003	0,0001	0,0001
<b>CR2</b>	-0,0200	-0,0380	-0,0252	0,0020	0,0004	0,0001	0,0001
<b>CR3</b>	-0,0214	-0,0291	-0,0758	0,0220	0,0022	0,0011	0,0012
<b>D1</b>	0,0069	0,0147	-0,0935	0,2228	0,0470	0,0204	0,0198
<b>D2</b>	0,0139	0,0272	-0,0177	0,1677	0,1563	0,0907	0,0854
<b>D3</b>	0,0214	0,0357	0,0918	-0,0143	0,0856	0,1917	0,2276
<b>D4</b>	0,0291	0,0433	0,2093	-0,2522	-0,0668	0,0726	0,4286

2º -  $[VI]$  (m)

<b>CR1</b>	0,0078
<b>CR2</b>	0,0180
<b>CR3</b>	0,0252
<b>D1</b>	-0,0645
<b>D2</b>	-0,1368
<b>D3</b>	-0,1537
<b>D4</b>	-0,0980

3º -  $[VF]$  (m)

<b>CR1</b>	0
<b>CR2</b>	0
<b>CR3</b>	0
<b>D1</b>	0
<b>D2</b>	0
<b>D3</b>	0
<b>D4</b>	0

4º -  $[x]$

<b><math>x_{CR1}</math></b>	<b>0,467</b>
<b><math>x_{CR2}</math></b>	<b>0,067</b>
<b><math>x_{CR3}</math></b>	<b>0,272</b>
<b><math>x_{D1}</math></b>	<b>0,282</b>
<b><math>x_{D2}</math></b>	<b>0,296</b>
<b><math>x_{D3}</math></b>	<b>0,220</b>
<b><math>x_{D4}</math></b>	<b>0,232</b>

Após a atuação de controle, obtêm-se os seguintes esforços axiais nos cabos ativos (Fig.4.16.).

5º - Gráfico de Barras representativo dos valores dos Esforços Axiais finais instalados nas Barras Ativas

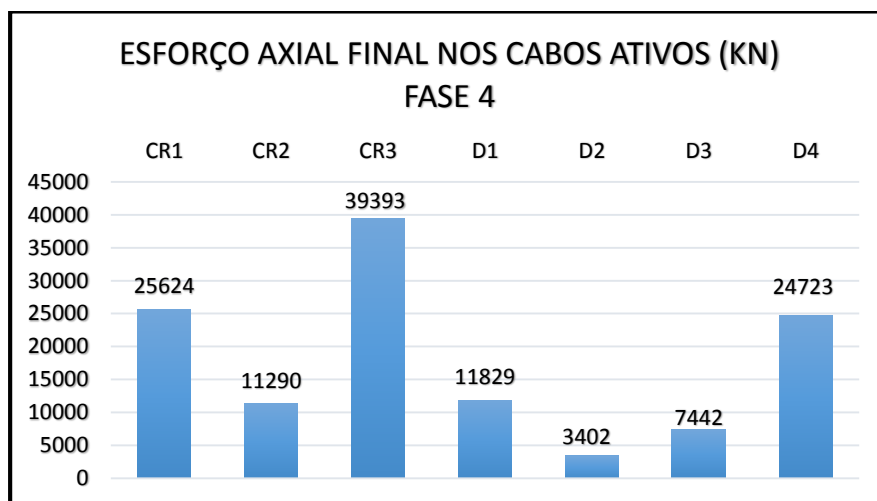


Fig.4.16. – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 4.

#### 4.5.3. ESTRATÉGIA DE CONTROLO DE ESFORÇOS DIRECIONADA PARA CONTROLAR A DISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS EM CERTOS ELEMENTOS DA ESTRUTURA

Um dos efeitos indesejados que se instala sobre um arco metálico treliçado, em fase construtiva, consiste na instalação de um diferencial de esforço axial nas cordas do arco, ao longo do seu desenvolvimento, que, por sua vez, provoca um efeito global de flexão sobre este: o efeito de “viga” (conforme referido em 2.5.5.). Logo, uma estratégia de controlo que, à partida, trará grandes benefícios para o funcionamento do arco, será a de uniformizar a relação de esforços axiais entre as suas cordas superiores e inferiores, aproximando, esse funcionamento a um funcionamento ideal em que o arco esteja apenas sujeito à compressão uniforme.

Ora então, nesta análise, procura-se que os esforços axiais das cordas do arco e das torres sejam uniformes entre si, ou seja, pretende-se que as cordas superiores e inferiores do arco apresentem valores idênticos do esforço axial instalado, assim como as cordas das torres que se encontrem no mesmo plano longitudinal.

Tal como na estratégia anterior, redimensionaram-se as áreas de aço dos cabos resultantes do pré-dimensionamento (Tabela 7), realizando-se previamente um processo de iteração que permitiu ter uma noção das tensões que seriam instaladas nos elementos no decorrer da aplicação desta estratégia de controlo. As áreas obtidas foram definidas de acordo com a condição (4.1.) e estão expostas na tabela que se segue (Tabela 9).

Tabela 9 – Redimensionamento dos cabos ativos.

Cabos Ativos	Ângulo em relação ao plano horizontal (°)	Área de aço ( $cm^2$ )	Cordões 0.6" ( $A=1,4cm^2$ )	Comprimento (m)
CR1	12,6	58,8	42	57,5
CR2	47,1	266	190	95,4
CR3	61,4	166,6	119	133,7
D1	59,5	110,6	79	94,8
D2	43,4	70	50	66,1
D3	25,0	84	60	53,0
D4	11,0	197,4	141	48,9

As secções de controlo escolhidas para esta estratégia foram as seguintes (Fig.4.17.).

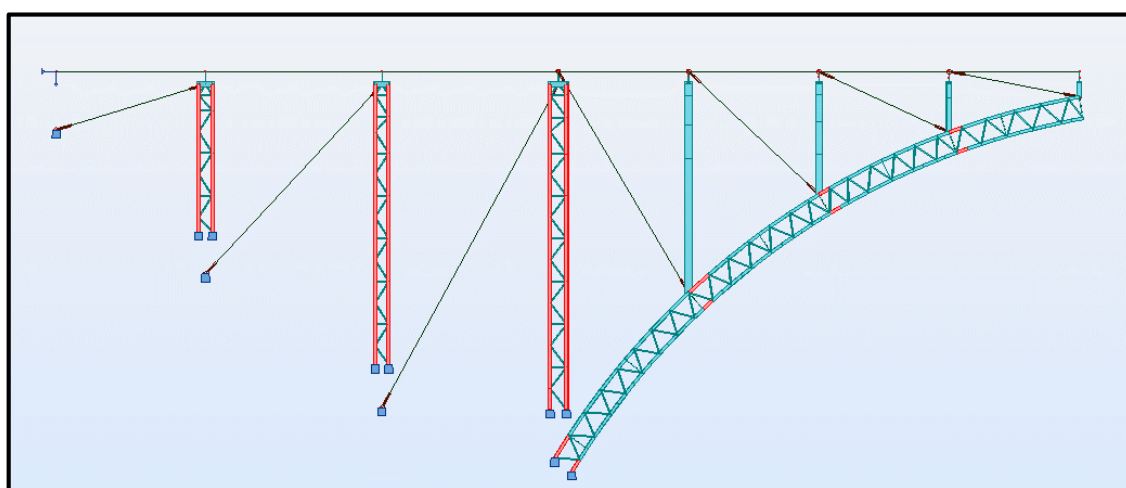
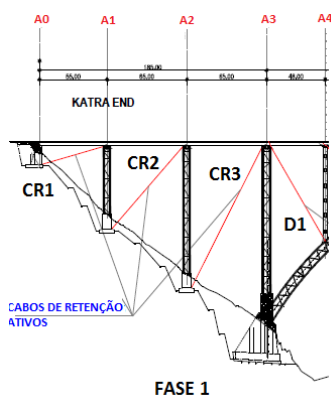


Fig.4.17. – Secções de controlo (a vermelho) escolhidas para a implementação da estratégia de controlo.

## FASE 1



1º -  $[MI]$  (KN)

	CR1	CR2	CR3	D1
CR1	3879,09	1686,89	-830,78	-281,91
CR2	934,12	1614,56	-590,10	-123,88
CR3	-493,52	616,48	880,05	-809,18
D1	1172,14	2116,35	-6307,66	44665,31

2º -  $[VI]$  (KN)

CR1	-3,54
CR2	-47,01
CR3	-42,76
D1	-6836,03

3º -  $[VF]$  (KN)

CR1	0
CR2	0
CR3	0
D1	0

4º -  $[x]$

$x_{CR1}$	0,004
$x_{CR2}$	0,092
$x_{CR3}$	0,141
$x_{D1}$	0,169

Após a atuação de controle, obtêm-se os seguintes esforços axiais nos cabos ativos (Fig.4.18.).

5º - Gráfico de Barras representativo dos valores dos Esforços Axiais finais instalados nas Barras Ativas.

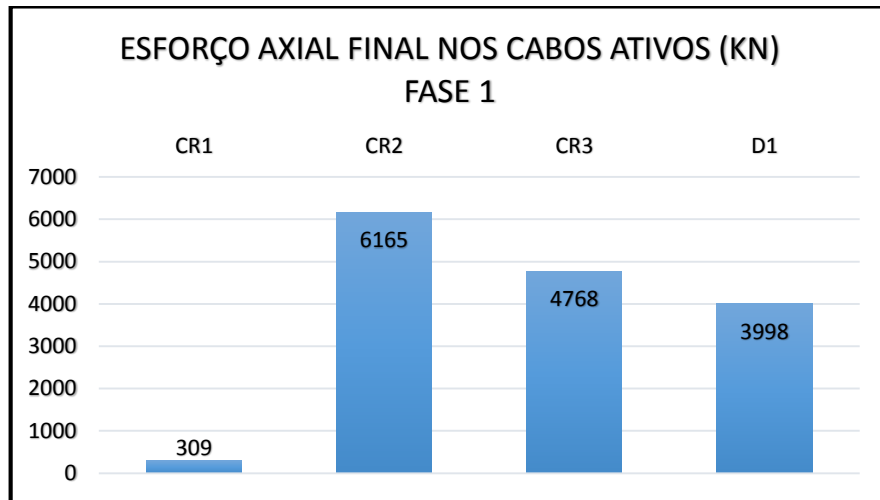
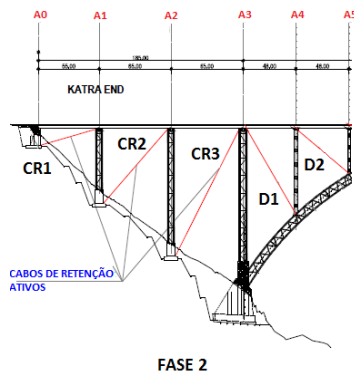


Fig.4.18. – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 1.

## FASE 2



1º -  $[MI]$  (KN)

	CR1	CR2	CR3	D1	D2
CR1	7627,17	2486,23	-1131,10	-271,91	-70,13
CR2	1197,29	2442,06	-1339,99	622,57	83,00
CR3	-745,81	1386,78	1529,17	-3906,28	-1227,67
D1	1441,85	1777,35	-5069,81	27962,86	13502,21
D2	-19,31	3,26	4042,45	-14503,22	11452,03

2° - [VI] (KN)

<b>CR1</b>	-119,03
<b>CR2</b>	-196,28
<b>CR3</b>	621,40
<b>D1</b>	-9280,66
<b>D2</b>	960,63

3° - [VF] (KN)

<b>CR1</b>	0
<b>CR2</b>	0
<b>CR3</b>	0
<b>D1</b>	0
<b>D2</b>	0

4° - [x]

<b><math>x_{CR1}</math></b>	<b>0,021</b>
<b><math>x_{CR2}</math></b>	<b>0,177</b>
<b><math>x_{CR3}</math></b>	<b>0,345</b>
<b><math>x_{D1}</math></b>	<b>0,299</b>
<b><math>x_{D2}</math></b>	<b>0,173</b>

Após a atuação de controle, obtêm-se os seguintes esforços axiais nos cabos ativos (Fig.4.19.).

5° - Gráfico de Barras representativo dos valores dos Esforços Axiais finais instalados nas Barras Ativas

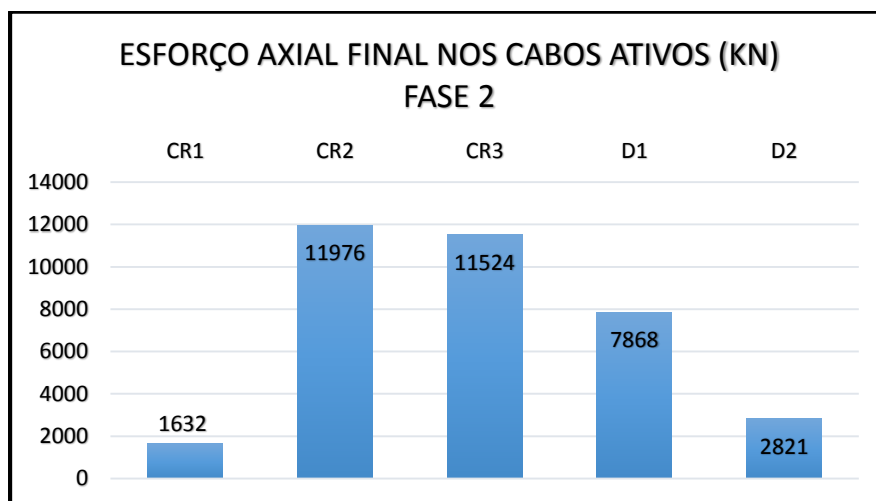
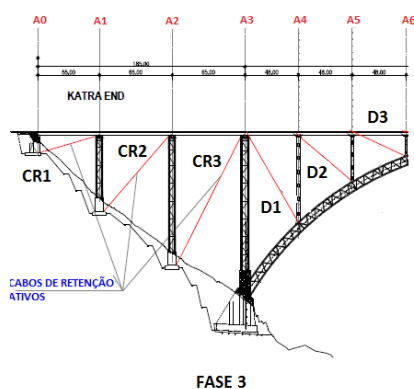


Fig.4.19. – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controle, na Fase 2.

### FASE 3



1º -  $[M]$  (KN)

	CR1	CR2	CR3	D1	D2	D3
CR1	7583,31	3008,37	-1496,30	-260,33	-41,51	-22,64
CR2	1375,82	2516,74	-1443,80	605,44	46,65	34,29
CR3	-854,94	1477,57	1630,19	-3613,42	-591,76	-535,43
D1	1384,34	1724,21	-4796,27	25161,77	7472,59	5114,23
D2	11,42	-77,97	4405,05	-17965,26	3810,66	6512,08
D3	78,89	-233,24	908,55	-5839,27	-12194,89	8673,18

2º -  $[V]$  (KN)

CR1	-373,94
CR2	-436,88
CR3	394,59
D1	-8538,02
D2	1185,63
D3	3260,45

3º -  $[VF]$  (KN)

CR1	0
CR2	0
CR3	0
D1	0
D2	0
D3	0

4º -  $[x]$

$x_{CR1}$	0,013
$x_{CR2}$	0,247
$x_{CR3}$	0,259
$x_{D1}$	0,251
$x_{D2}$	0,285
$x_{D3}$	0,173

Após a atuação de controle, obtêm-se os seguintes esforços axiais nos cabos ativos (Fig.4.20.).

5º - Gráfico de Barras representativo dos valores dos Esforços Axiais finais instalados nas Barras Ativas

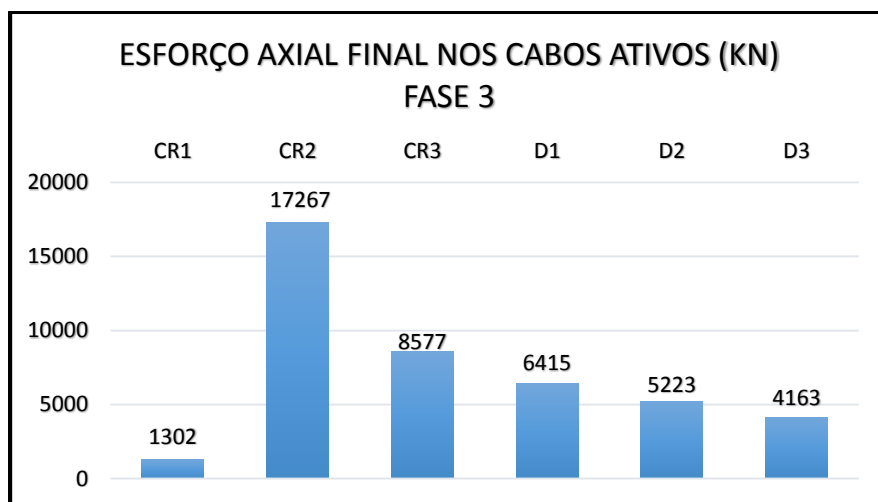
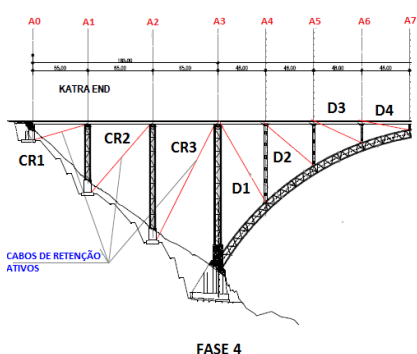


Fig.4.20. – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controle, na Fase 3.

#### FASE 4



1º -  $[M]$  (KN)

	CR1	CR2	CR3	D1	D2	D3	D4
CR1	7627,06	2886,62	729,75	-257,06	-36,97	-9,89	-7,10
CR2	697,62	2441,57	1742,18	602,62	38,92	11,75	10,91
CR3	-1860,40	-6118,16	13663,79	-2261,43	-715,60	-487,25	-318,90
D1	1477,80	1711,84	-4755,20	24704,30	6481,54	2283,89	1481,27
D2	30,67	-92,58	4459,86	-18555,35	2512,00	2774,31	1932,89
D3	98,37	-262,28	1022,05	-7120,55	-14914,60	951,72	3904,51
D4	41,20	-71,02	244,10	-3149,00	-6188,08	-16054,77	5010,33



2° - [VI] (KN)

<b>CR1</b>	-889,21
<b>CR2</b>	-735,89
<b>CR3</b>	1393,88
<b>D1</b>	-5152,48
<b>D2</b>	182,84
<b>D3</b>	3358,29
<b>D4</b>	4165,44

3° - [VF] (KN)

<b>CR1</b>	0
<b>CR2</b>	0
<b>CR3</b>	0
<b>D1</b>	0
<b>D2</b>	0
<b>D3</b>	0
<b>D4</b>	0

4° - [x]

<b><math>x_{CR1}</math></b>	<b>0,031</b>
<b><math>x_{CR2}</math></b>	<b>0,228</b>
<b><math>x_{CR3}</math></b>	<b>0,046</b>
<b><math>x_{D1}</math></b>	<b>0,105</b>
<b><math>x_{D2}</math></b>	<b>0,241</b>
<b><math>x_{D3}</math></b>	<b>0,209</b>
<b><math>x_{D4}</math></b>	<b>0,204</b>

Após a atuação de controle, obtêm-se os seguintes esforços axiais nos cabos ativos (Fig.4.21.).

5° - Gráfico de Barras representativo dos valores dos Esforços Axiais finais instalados nas Barras Ativas

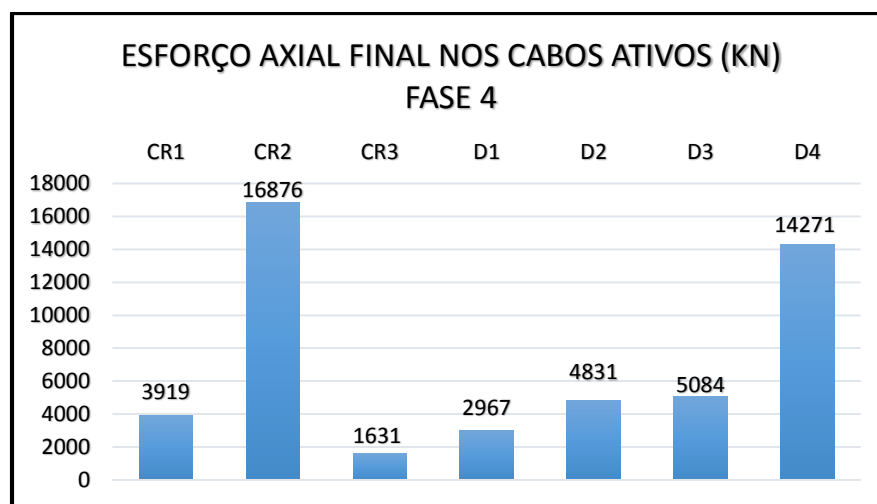


Fig.4.21. – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controle, na Fase 4.

#### 4.5.4. ESTRATÉGIA DE CONTROLO DE ESFORÇOS DIRECIONADA PARA A LIMITAÇÃO DOS ESFORÇOS INSTALADOS NUM ELEMENTO ESPECÍFICO DA ESTRUTURA

Esta estratégia foi definida para se demonstrar que, através do sistema OPS, é possível limitar os esforços de qualquer elemento da estrutura. Efetivamente, a atuação do sistema de controlo pode ser direcionada para provocar a redução do estado de tensão de certos elementos da estrutura, permitindo, consequentemente, aumentar o fator de segurança relativo à resistência e estabilidade desses elementos. A aplicação deste tipo de estratégias pode ser conveniente para reduzir os esforços instalados em elementos onde ocorram concentrações locais de forças causadas pelo processo construtivo ou em elementos que se encontrem junto às zonas de convergência do caminho natural das forças, como é o caso das secções do arco junto aos arranques.

Adicionalmente, esta estratégia pode ser aplicada com o intuito de se reduzir a intensidade de esforços que são indesejados para certos elementos da estrutura, como é o caso da eventual instalação de momentos fletores sobre os elementos do arco, que, como já foi referido anteriormente, é um elemento estrutural idealizado para funcionar unicamente à compressão.

Ora, nesta análise, optou-se, justamente, por diminuir os momentos fletores instalados na base dos montantes do arco, de forma a reduzir, igualmente, o momento fletor que é transmitido para o próprio arco. A percentagem de redução foi estabelecida em 30%, pois considera-se que esta percentagem já é suficiente para reduzir consideravelmente os momentos fletores na base dos montantes e fá-lo sem introduzir esforços excessivos nos restantes elementos estruturais, nomeadamente no tabuleiro.

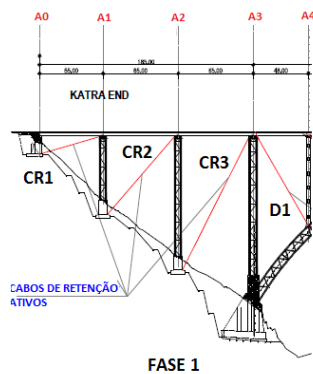
Para esta análise, visto que as secções de controlo correspondem apenas às secções da base dos montantes do arco, serão apenas ativadas as diagonais e, portanto, apenas estas induzirão ações de controlo na estrutura. Note-se que os cabos de retenção continuarão ligados à estrutura, atuando apenas de uma forma passiva.

Para a realização de uma primeira iteração na aplicação desta estratégia, consideraram-se os valores das áreas de aço de referência da Tabela 7 para a definição da secção transversal dos cabos e, após essa iteração, dada a tensão que se instalou nos elementos ativos, verificou-se que era necessário proceder a um redimensionamento das suas áreas de aço para que estes estivessem sujeitos a tensões adequadas no momento da atuação de controlo. A solução final obtida é apresentada na Tabela 10.

Tabela 10 – Redimensionamento dos cabos ativos.

<b>Cabos Ativos</b>	<b>Ângulo em relação ao plano horizontal (°)</b>	<b>Área de aço (cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Cordões 0.6” (A=1,4cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Comprimento (m)</b>
<b>D1</b>	59,5	50,4	36	94,8
<b>D2</b>	43,4	100,8	72	66,1
<b>D3</b>	25,0	166,6	119	53,0
<b>D4</b>	11,0	110,6	79	48,9

## FASE 1



1º -  $[MI]$  (KN.m)

	D1
D1	-22239,48

2º -  $[VI]$  (KN.m)

D1	1143
----	------

3º -  $[VF]$  (KN.m)

D1	800
----	-----

4º -  $[x]$

$x_{D1}$	0,015
----------	-------

Após a atuação de controle, obtêm-se os seguintes esforços axiais nos cabos ativos (Fig.4.22.).

5º - Gráfico de Barras representativo dos valores dos Esforços Axiais finais instalados nas Barras Ativas

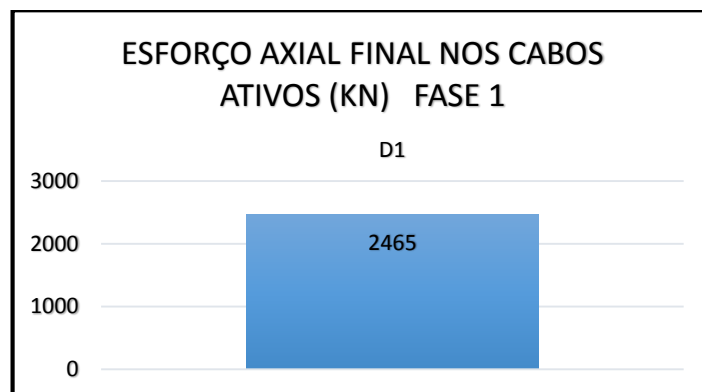
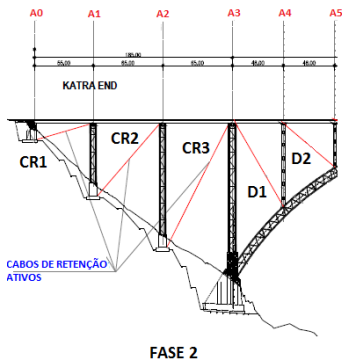


Fig.4.22. – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controle, na Fase 1.

## FASE 2



1º -  $[MI]$  (KN.m)

	D1	D2
D1	-15853,39	-30070,45
D2	1289,75	-74956,88

2º -  $[VI]$  (KN.m)

D1	2827
D2	321

3º -  $[VF]$  (KN.m)

D1	1979
D2	225

4º -  $[x]$

$x_{D1}$	0,049
$x_{D2}$	0,002

Após a atuação de controlo, obtêm-se os seguintes esforços axiais nos cabos ativos (Fig.4.23.).

5º - Gráfico de Barras representativo dos valores dos Esforços Axiais finais instalados nas Barras Ativas

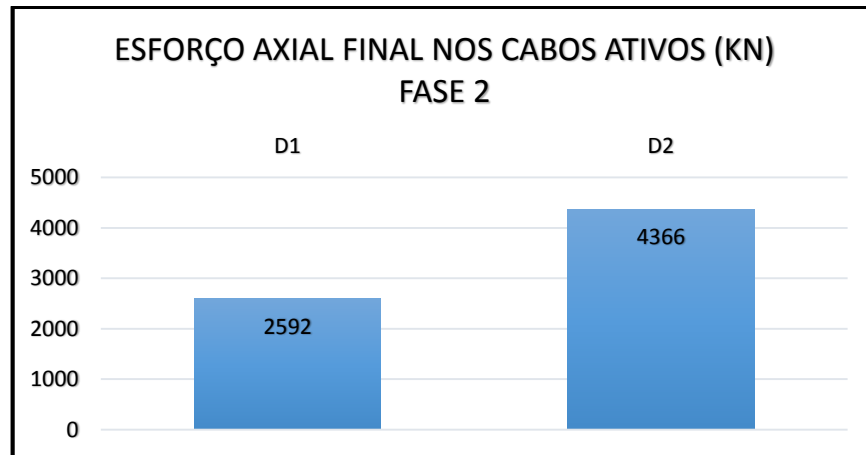
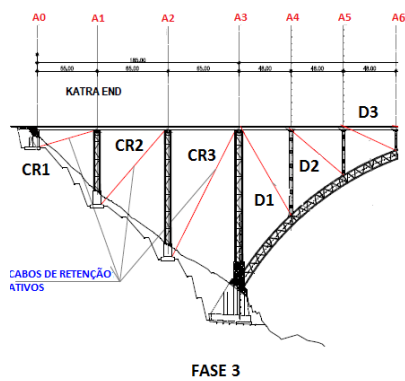


Fig.4.23. – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 2.

### FASE 3



1º -  $[MI]$  (KN.m)

	D1	D2	D3
D1	-15685,73	-27133,78	-2264,48
D2	-293,12	-50072,08	-38878,18
D3	-111,72	599,35	-582,86

2º -  $[VI]$  (KN.m)

D1	3250
D2	3224
D3	-22

3º -  $[VF]$  (KN.m)

D1	2275
D2	2257
D3	-15

4º -  $[x]$

$x_{D1}$	<b>0,031</b>
$x_{D2}$	<b>0,018</b>
$x_{D3}$	<b>0,001</b>

Após a atuação de controle, obtêm-se os seguintes esforços axiais nos cabos ativos (Fig.4.24.).

5º - Gráfico de Barras representativo dos valores dos Esforços Axiais finais instalados nas Barras Ativas

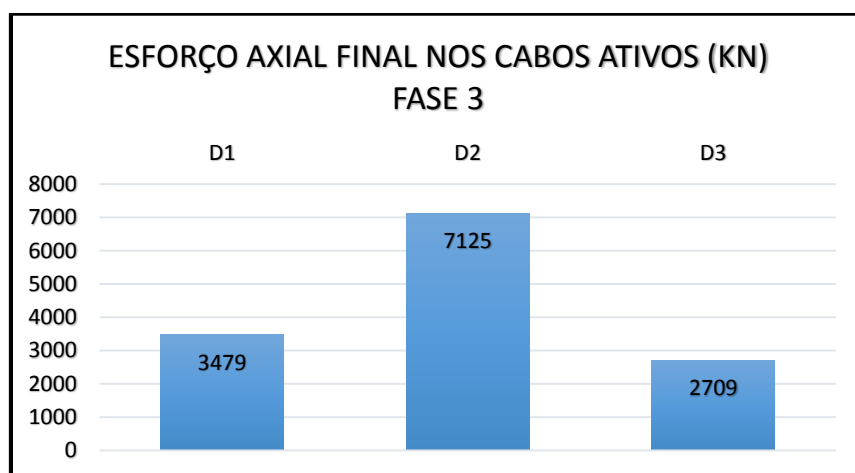
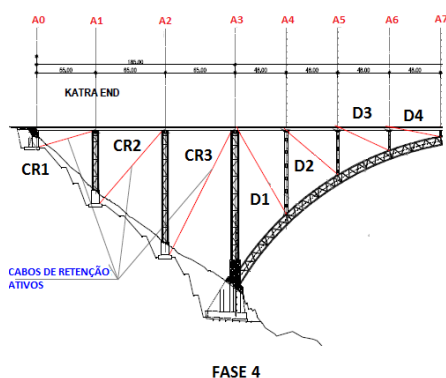


Fig.4.24. – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controle, na Fase 3.

#### FASE 4



1º -  $[M]$  (KN.m)

	D1	D2	D3	D4
D1	-15679,16	-27045,86	-2030,81	155,45
D2	-268,06	-48573,52	-10663,75	-346,70
D3	-7,25	-1138,01	820,07	-430,73
D4	28,07	261,95	305,71	-521,55

2° - [VI] (KN.m)

<b>D1</b>	2610
<b>D2</b>	6247
<b>D3</b>	-176
<b>D4</b>	-40

3° - [VF] (KN.m)

<b>D1</b>	1827
<b>D2</b>	4373
<b>D3</b>	-123
<b>D4</b>	-28

4° - [x]

<b><math>x_{D1}</math></b>	<b>0,012</b>
<b><math>x_{D2}</math></b>	<b>0,014</b>
<b><math>x_{D3}</math></b>	<b>0,109</b>
<b><math>x_{D4}</math></b>	<b>0,049</b>

Após a atuação de controle, obtêm-se os seguintes esforços axiais nos cabos ativos (Fig.4.25.).

5° - Gráfico de Barras representativo dos valores dos Esforços Axiais finais instalados nas Barras Ativas

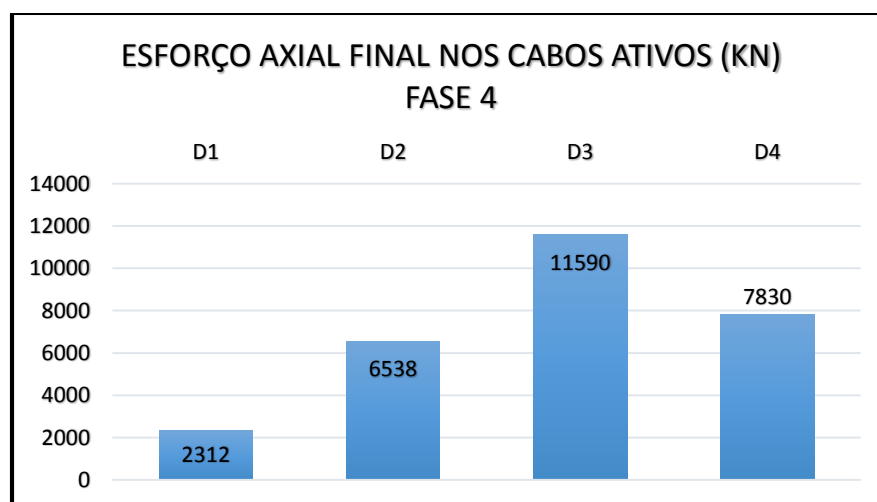


Fig.4.25. – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controle, na Fase 4.

#### 4.5.5. ESTRATÉGIA DE CONTROLO DE ESFORÇOS DIRECIONADA PARA A LIMITAÇÃO DA REAÇÃO HORIZONTAL GERADA NO ENCONTRO

Até este ponto, as estratégias de controlo definidas consistiram sempre no controlo das quantidades estruturais que estão diretamente associadas aos elementos da estrutura sobre os quais é aplicada a ação de controlo (esforços do arco, deslocamento do arco, deslocamento das torres, etc). No entanto, a metodologia aplicada nessas estratégias, também pode ser direcionada para manipular a intensidade das forças externas que são exercidas sobre a estrutura, como são os casos das reações nos apoios. De facto, através da atuação sobre os cabos de retenção (contração ou descontração), torna-se possível controlar o valor dos esforços que são transmitidos para os apoios de cada um desses cabos, para os apoios das

torres e para o encontro do tabuleiro da ponte. Esta propriedade é bastante vantajosa, na medida em que permite limitar os valores dos esforços que são transferidos para determinadas fundações da estrutura, "aliviando-as" de cargas demasiado elevadas. Ora, facilmente se percebe que a aplicação desta estratégia torna-se particularmente útil em obras nas quais o solo de fundação apresenta algumas limitações em relação à sua capacidade de suportar cargas horizontais. Nestes casos, os cabos de retenção podem ser utilizados para "desviar" uma certa percentagem dos esforços transmitidos aos apoios, redireccionando-os para os próprios cabos. Naturalmente, pretende-se que esse redireccionamento seja realizado, em grande parte, para os cabos que disponham de um maior ângulo de inclinação em relação ao plano horizontal, pois, nesses elementos, as componentes horizontais das forças axiais serão menores e, portanto, as componentes horizontais das reações de apoio nas suas fundações serão também mais reduzidas.

Nesta análise, para auxiliar a demonstração do que foi teorizado no parágrafo anterior, pretende-se realizar uma estratégia que seja capaz de originar uma distribuição controlada das forças horizontais que são geradas pela atuação de controlo na estrutura. Para tal, optou-se por elaborar uma metodologia que procurasse reduzir os deslocamentos dos nós ativos do arco e, ao mesmo tempo, assegurar que as forças horizontais resultantes dessa atuação sejam distribuídas pela estrutura da seguinte forma:

- Cabo de Retenção CR1 – 20%
- Cabo de Retenção CR2 – 30%
- Cabo de Retenção CR3 – 40%
- Encontro do Tabuleiro e base das Torres – 10%

Repare-se que é pretendido que a percentagem maioritária das forças horizontais geradas pela atuação de controlo, seja transferida para o cabo CR3 que, não por acaso, se trata do cabo que possui o ângulo de desenvolvimento mais próximo dos 90° (em relação ao nível horizontal), logo será o cabo que descarregará sobre as suas fundações uma componente horizontal mais reduzida do seu esforço axial.

A partir da estratégia efetuada em 4.5.2, podem ser retirados os valores das forças que devem estar instaladas nas diagonais ativas para que os deslocamentos dos nós ativos do arco sejam nulos. Porém, nesta estratégia, a imposição de tais valores nas diagonais ativas não irá assegurar o valor nulo desses deslocamentos. Isto deve-se ao facto de se estar a alterar o estado de tensionamento dos cabos de retenção para o controlo das forças horizontais, o que consequentemente, leva à alteração da resposta da estrutura à solicitação atuante (peso próprio). Além disso, nesta análise terá de se proceder a um redimensionamento dos cabos de retenção, para que nestes seja assegurada uma tensão próxima de 726 MPa após a atuação de controlo. Ao fazê-lo, está-se consequentemente a alterar a rigidez da estrutura e, ao mesmo tempo, a alterar a matriz de influência de deslocamentos calculada na estratégia 4.5.2. Todavia, a imposição dessas forças, apesar de não assegurar deslocamentos verticais nulos nos nós ativos do arco, contribuirá para uma redução considerável dos valores destes últimos, o que foi delineado como um dos objetivos desta atuação de controlo.

O procedimento de cálculo será o seguinte:

Em primeiro lugar, determina-se a matriz de influência de esforços, tendo em conta que as secções de controlo, nesta análise, serão as secções dos próprios elementos ativos (cabos de retenção e diagonais). De seguida, forma-se o vetor dos esforços iniciais para a atuação do peso próprio da estrutura. Sabendo os valores das forças axiais a serem impostas nas diagonais, determinam-se as componentes horizontais dessas forças que sabe-se que serão transferidas de forma a serem equilibradas pelo encontro da ponte, cabos de retenção e apoios das torres. Ora, ponderando esses valores com as percentagens de distribuição

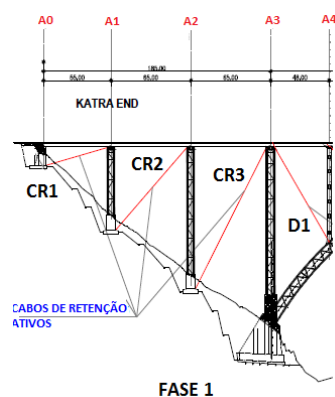


apresentadas anteriormente e fixando os valores resultantes para as componentes horizontais dos esforços finais de cada cabo de retenção, consegue-se completar o vetor dos esforços finais, no qual já estão impostos, à partida, os valores referentes aos esforços axiais finais das diagonais, pois estes correspondem aos valores das forças axiais destes elementos que foram determinados em 4.5.2. Desta forma, através de (4.2.), torna-se possível a determinação dos fatores de escala associados a esta estratégia, ou seja, os valores das ações de controlo a aplicar nos elementos ativos.

Tabela 11 – Redimensionamento dos cabos ativos.

Cabos Ativos	Ângulo em relação ao plano horizontal (°)	Área de aço (cm <sup>2</sup> )	Cordões 0.6" (A=1,4cm <sup>2</sup> )	Comprimento (m)
CR1	12,6	147,0	105	57,5
CR2	47,1	285,6	204	95,4
CR3	61,4	572,6	409	133,7
D1	59,5	183,4	131	94,8
D2	43,4	63	45	66,1
D3	25,0	93,8	67	53,0
D4	11,0	382,2	273	48,9

#### FASE 1



1º - [M] (KN)

	CR1	CR2	CR3	D1
CR1	-84372,38	1980,38	650,75	-345,10
CR2	1980,38	-52979,46	1234,43	727,64
CR3	650,75	1234,42	-37828,79	-1049,32
D1	-345,10	727,63	-1049,32	-14717,79

2º - [VI] (KN)

<b>CR1</b>	-25,60
<b>CR2</b>	-120,40
<b>CR3</b>	-430,81
<b>D1</b>	-1856,34

Para formar o vetor dos esforços finais, parte-se, então, do somatório das forças horizontais que são geradas pela ação de controlo que é exercida sobre as diagonais,  $\sum F_H^{Diagonais}$ , obtido através da soma das projeções, para o plano horizontal, das forças axiais pretendidas para estes elementos.

$$F_{D1,final} = -3775,7 \text{ KN} \quad (4.3.)$$

$$F_{D1,final}^H = -3775,7 \times \cos(59,5^\circ) = -1916,1 \text{ KN} \quad (4.4.)$$

Neste caso, estando apenas um par de diagonais ativas instaladas, tem-se que:

$$\sum F_H^{Diagonais} = F_{D1,final}^H \times 2 \text{ (cabos)} = -3832,2 \text{ KN} \quad (4.5.)$$

Ora, atribuindo a distribuição percentual pretendida para os cabos de retenção:

- Cabo de Retenção CR1 –  $20\% \times \sum F_H^{Diagonais} / 2 \text{ (cabos)}$
- Cabo de Retenção CR2 –  $30\% \times \sum F_H^{Diagonais} / 2 \text{ (cabos)}$
- Cabo de Retenção CR3 –  $40\% \times \sum F_H^{Diagonais} / 2 \text{ (cabos)}$

obtém-se os acréscimos de força horizontal a instalar em cada cabo:

$$\Delta F_{CR1}^H = -1916,1 \times 0,2 = -383,2 \text{ KN} \quad (4.6.)$$

$$\Delta F_{CR2}^H = -1916,1 \times 0,3 = -574,8 \text{ KN} \quad (4.7.)$$

$$\Delta F_{CR3}^H = -1916,1 \times 0,4 = -766,4 \text{ KN} \quad (4.8.)$$

Torna-se, então, possível determinar o esforço axial final que se pretende impor aos cabos de retenção, através da soma destes acréscimos (projetados de volta para o plano de desenvolvimento de cada cabo) com as respetivas forças axiais instaladas em cada cabo,  $F^{PP}$ , associadas à atuação do peso próprio da estrutura.

$$F_{CR1,final} = F_{CR1}^{PP} + \frac{(-1916,1) \times 0,2}{\cos(12,6^\circ)} = -25,6 + (-382,3) = -418,3 \text{ KN} \quad (4.9.)$$

$$F_{CR2,final} = F_{CR2}^{PP} + \frac{(-1916,1) \times 0,3}{\cos(47,1^\circ)} = -120,4 + (-574,8) = -964,32 \text{ KN} \quad (4.10.)$$

$$F_{CR3,final} = F_{CR3}^{PP} + \frac{(-1916,1) \times 0,4}{\cos(61,4^\circ)} = -766,4 + (-766,4) = -2030,37 \text{ KN} \quad (4.11.)$$

Assimilando estes valores num vetor-coluna, juntamente com o valor do esforço axial fixado para a diagonal D1, tem-se:

3° - [VF] (KN)	<b>CR1</b>	-418,30
	<b>CR2</b>	-964,32
	<b>CR3</b>	-2030,37
	<b>D1</b>	-3775,73

4° - [x]	$x_{CR1}$	<b>0,005</b>
	$x_{CR2}$	<b>0,019</b>
	$x_{CR3}$	<b>0,039</b>
	$x_{D1}$	<b>0,128</b>

5° - Gráfico de Barras representativo dos valores dos Esforços Axiais finais instalados nas Barras Ativas

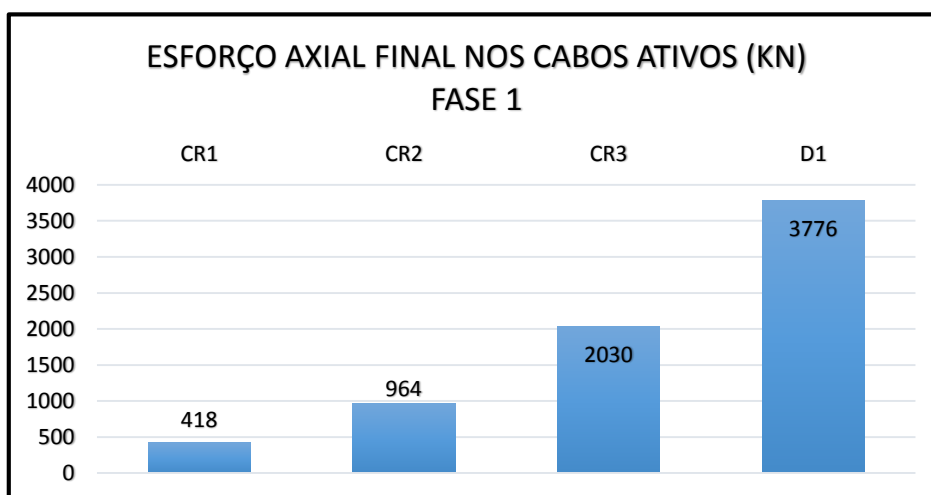


Fig.4.26. – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controle, na Fase 1.

Os valores da reação horizontal **no encontro** antes e após a atuação de controle são apresentados na tabela que se segue. Faz-se também uma comparação destes valores com os valores das reações horizontais que se obtêm para a estratégia de controle dos deslocamentos dos nós do arco, delineada em 4.5.1.

Tabela 12 – Comparação das Reações Horizontais no encontro da ponte na Fase 1, com e sem compensação por parte do sistema OPS (PP- Peso Próprio).

Limitação das Forças Horizontais			Anulação dos Deslocamentos (4.5.1)	
$R_H^{PP}$	-3065,9 KN	+10%	-2634,3 KN	+26%
$R_H^{PP+OPS}$	-3372,5 KN		-3315,4 KN	

Como se pode verificar, a atuação do sistema OPS, nesta fase construtiva, contribuiu para um aumento do valor da reação horizontal no encontro em apenas 10%. Em comparação, na estratégia de controlo de deslocamentos realizada em 4.5.1, a atuação de controlo levou a um aumento da reação horizontal no encontro de 67%. Ora, perante estes resultados, pode-se de facto concluir que, nesta fase, este procedimento é eficaz na diminuição da transferência de forças horizontais para o encontro e, consequentemente, para as suas fundações.

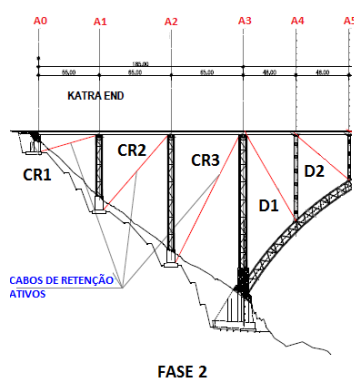
O valor do deslocamento vertical do nó ativo do arco ( $n_1$ ), obtido no final desta fase, é apresentado na tabela seguinte e comparado com o valor que seria obtido na ausência de atuação de controlo.

Tabela 13 – Comparação dos deslocamentos verticais dos nós ativos na Fase 1, com e sem compensação por parte do sistema OPS (PP- Peso Próprio).

	PP	PP+OPS
$n_1$	-0,044 m	-0,012 m

Como era esperado, o valor do deslocamento vertical de  $n_1$ , após a atuação de controlo, não é nulo, mas encontra-se muito próximo desse valor. O facto de ser um valor negativo indica que o nó sofre um deslocamento descendente, o que também era esperado visto que, nesta análise, os cabos de retenção, na sua globalidade, possuem uma menor área de secção transversal do que na análise efetuada em 4.5.2, o que implica que a rigidez da estrutura em relação à sua deformação translacional no plano lateral será menor e, portanto, será necessário instalar forças mais elevadas nas diagonais para “contrabalançar” o peso do segmento de arco erguido e, desse modo, assegurar que os nós ativos tenham deslocamentos nulos.

## FASE 2



Procede-se de forma idêntica para a segunda fase e obtém-se:

1º -  $[MI]$  (KN)

	CR1	CR2	CR3	D1	D2
CR1	-88783,05	2094,96	684,96	-276,63	-54,45
CR2	2094,96	-53851,90	1263,74	593,00	79,15
CR3	684,96	1263,75	-38201,70	-454,60	-384,56
D1	-130,69	592,97	-454,54	-22940,53	5858,97
D2	-22,63	79,14	-384,53	5858,95	-10003,32

2º -  $[VI]$  (KN)

CR1	-47,93
CR2	-284,93
CR3	-776,04
D1	-3144,05
D2	-2257,71

3º -  $[VF]$  (KN)

CR1	-1402,66
CR2	-3196,27
CR3	-6294,13
D1	-11040,22
D2	-1385,55

4º -  $[x]$

$x_{CR1}$	0,017
$x_{CR2}$	0,062
$x_{CR3}$	0,141
$x_{D1}$	0,376
$x_{D2}$	0,128

5º - Gráfico de Barras representativo dos valores dos Esforços Axiais finais instalados nas Barras Ativas

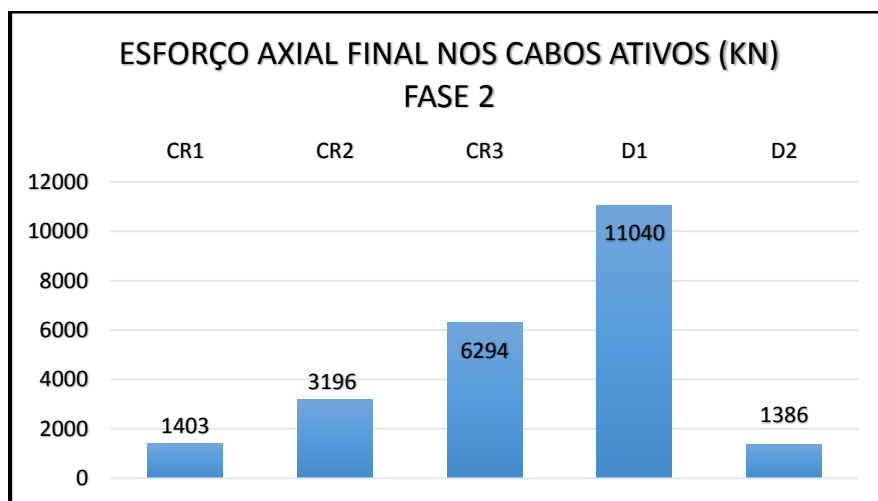


Fig.4.27. – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 2.

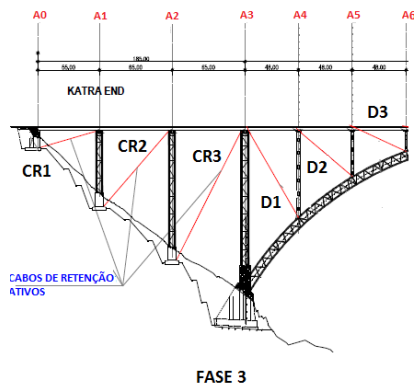
Tabela 14 – Comparação das Reações Horizontais no encontro da ponte na Fase 2, com e sem compensação por parte do sistema OPS.

Limitação das Forças Horizontais			Anulação dos Deslocamentos (4.5.1)	
$R_H^{PP}$	-8823,8 KN	+12%	-4623,6 KN	+41%
$R_H^{PP+OPS}$	-9921,1 KN		-6524,6 KN	

Tabela 15 – Comparação dos deslocamentos verticais dos nós ativos na Fase 2, com e sem compensação por parte do sistema OPS.

	PP	PP+OPS
$n_1$	-0,073 m	-0,023 m
$n_2$	-0,101 m	-0,049 m

### FASE 3



1º -  $[MI]$  (KN)

	CR1	CR2	CR3	D1	D2	D3
CR1	-85666,65	1996,15	621,54	-253,65	-28,44	-20,69
CR2	1996,16	-53849,34	1268,06	567,26	36,58	44,40
CR3	621,53	1268,03	-38214,20	-311,03	-147,11	-225,16
D1	-253,64	567,40	-311,09	-24585,92	3127,86	2678,19
D2	-28,44	36,71	-147,01	3127,08	-14569,65	4597,58
D3	-20,69	44,50	-225,03	2677,59	4597,56	-20717,22

2º -  $[VI]$  (KN)

CR1	-98,56
CR2	-351,20
CR3	-1518,32
D1	-3045,94
D2	-2126,92
D3	-3134,09

3º -  $[VF]$  (KN)

CR1	-2590,71
CR2	-5706,88
CR3	-11669,36
D1	-12540,18
D2	-4985,724
D3	-2394,997

4º - [x]

$x_{CR1}$	<b>0,032</b>
$x_{CR2}$	<b>0,112</b>
$x_{CR3}$	<b>0,265</b>
$x_{D1}$	<b>0,435</b>
$x_{D2}$	<b>0,315</b>
$x_{D3}$	<b>0,088</b>

5º - Gráfico de Barras representativo dos valores dos Esforços Axiais finais instalados nas Barras Ativas

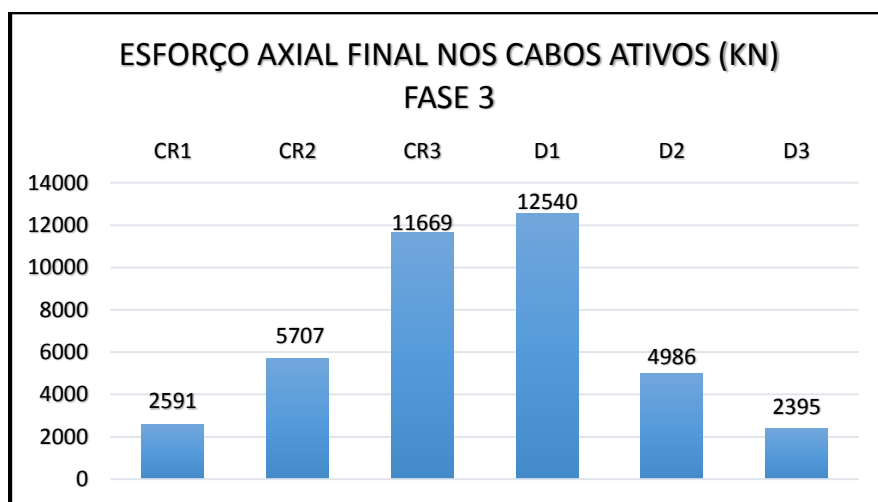


Fig.4.28. – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 3.

Tabela 16 – Comparação das Reações Horizontais no encontro da ponte na Fase 3, com e sem compensação por parte do sistema OPS.

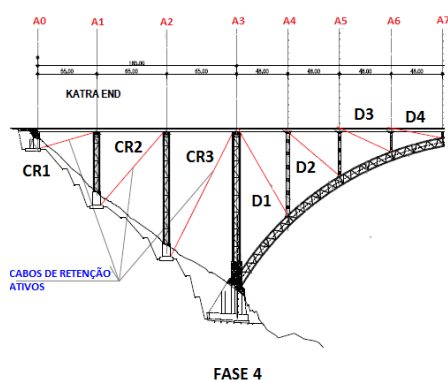
Limitação das Forças Horizontais		Anulação dos Deslocamentos (4.5.1)	
$R_H^{PP}$	-17447,9 KN	-9024,1 KN	
$R_H^{PP+OPS}$	-19449,4 KN	-12435,7 KN	
	+12%		+38%

Tabela 17 – Comparação dos deslocamentos verticais dos nós ativos na Fase 3, com e sem compensação por parte do sistema OPS.

	PP	PP+OPS
$n_1$	-0,082 m	-0,031 m
$n_2$	-0,115 m	-0,064 m
$n_3$	-0,139 m	-0,082 m



## FASE 4



1º -  $[MI]$  (KN)

	CR1	CR2	CR3	D1	D2	D3	D4
CR1	-44218,71	1461,49	590,40	-132,20	-12,83	-4,12	-4,67
CR2	1461,50	-76101,51	3219,53	802,44	45,07	26,29	32,44
CR3	590,40	3219,55	-68348,20	-532,64	-205,44	-177,19	-174,88
D1	-132,20	802,43	-532,72	-24823,29	2736,15	1172,12	1152,06
D2	-12,83	45,04	-205,40	2736,16	-15227,9	2047,27	1958,52
D3	-4,12	26,28	-177,12	1171,92	2047,24	-28923,99	7214,09
D4	-4,67	32,47	-174,82	1151,75	1958,57	7214,16	-110719

2º -  $[VI]$  (KN)

CR1	-263,25
CR2	-421,65
CR3	-834,08
D1	-2058,22
D2	-1710,59
D3	-2066,17
D4	-3256,77

3º -  $[VF]$  (KN)

CR1	-10253,89
CR2	-21891,73
CR3	-41528,04
D1	-12829,26
D2	-3401,71
D3	-5541,52
D4	-27723,32

4° - [x]

$x_{CR1}$	<b>0,243</b>
$x_{CR2}$	<b>0,318</b>
$x_{CR3}$	<b>0,607</b>
$x_{D1}$	<b>0,479</b>
$x_{D2}$	<b>0,250</b>
$x_{D3}$	<b>0,215</b>
$x_{D4}$	<b>0,243</b>

5° - Gráfico de Barras representativo dos valores dos Esforços Axiais finais instalados nas Barras Ativas

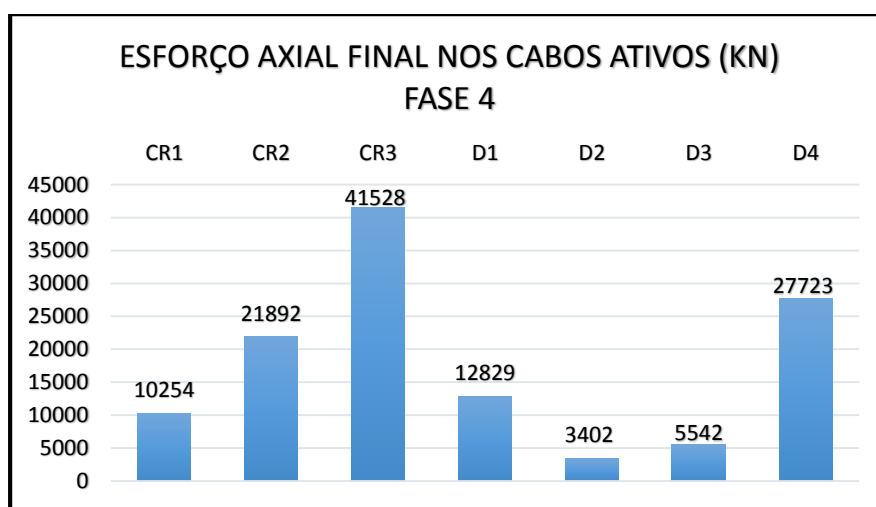


Fig.4.29. – Esforço axial instalado nos cabos ativos após a atuação de controlo, na Fase 4.

Tabela 18 – Comparação das Reações Horizontais no encontro da ponte na Fase 4, com e sem compensação por parte do sistema OPS.

Limitação das Forças Horizontais			Anulação dos Deslocamentos (4.5.1)	
$R_H^{PP}$	-29112,2 KN	+27%	-21069,4 KN	+44%
$R_H^{PP+OPS}$	-36911,7 KN		-30257,2 KN	

Nesta fase, o acréscimo do valor da reação horizontal no apoio é mais acentuado do que nas fases anteriores. Isto deve-se ao facto de a diagonal D4 possuir uma inclinação bastante reduzida ( $11^\circ$ ), o que faz com que a compensação do deslocamento vertical do nó correspondente implique a instalação de uma força axial elevada no cabo e, visto que a componente horizontal desse esforço axial será consideravelmente elevada, este elemento introduzirá no tabuleiro um esforço de tração de grande intensidade, que será distribuído em maior percentagem para os cabos de retenção mas que todavia será suficientemente elevado para provocar um diferencial mais significativo na reação horizontal do tabuleiro.

Tabela 19 – Comparação dos deslocamentos verticais dos nós ativos na Fase 4, com e sem compensação por parte do sistema OPS

	PP	PP+OPS
$n_1$	-0,088 m	-0,036 m
$n_2$	-0,122 m	-0,067 m
$n_3$	-0,145 m	-0,071 m
$n_4$	-0,097 m	-0,038 m

#### 4.5.6. VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA AOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS NAS CORDAS DO ARCO COM E SEM APLICAÇÃO DO SISTEMA OPS

Nos itens anteriores, apresentaram-se várias estratégias de controlo que permitem mostrar que os sistemas de controlo ativo dispõem da possibilidade de adotarem várias abordagens metodológicas para influenciar, de forma benéfica, o comportamento da ponte ao longo do seu faseamento construtivo. Essas metodologias foram definidas tendo apenas em consideração a otimização do funcionamento da estrutura ao longo do processo construtivo.

Porém, associada à implantação dos sistemas de controlo ativo no processo construtivo de uma estrutura, está também o aumento do fator de segurança de certos elementos estruturais, ao longo desse processo. Tal acréscimo de segurança pode ser obtido através da limitação de esforços e/ou controlo de deformações nos elementos.

Na construção de pontes em arco, existe uma forte possibilidade de alguns elementos do arco serem condicionados pela fase construtiva, ou seja, é provável que hajam certos elementos do arco que estejam submetidos a esforços (ou deformações) mais exigentes durante o processo de construção da ponte, do que propriamente no momento em que a estrutura é finalizada ou até mesmo na sua fase de serviço.

Para comprovar, a partir do caso em estudo, que a implantação de sistemas de controlo ativo, como o sistema OPS, no processo construtivo deste tipo de pontes, pode assegurar um aumento do fator de segurança associado à estabilidade e resistência de um determinado elemento estrutural, procede-se de seguida a uma análise de verificação de segurança em relação aos Estados Limites Últimos (ELU) de um segmento das cordas do arco junto aos arranques que, por ventura, se encontra submetido a esforços mais exigentes durante o processo construtivo do que na fase em que a estrutura é finalizada.

Serão considerados dois cenários:

- Cenário 1 - Estrutura finalizada, desprovida da atuação do sistema de controlo;
- Cenário 2 - Estrutura em fase construtiva, com atuação do sistema OPS.

A fase construtiva considerada foi uma fase intermédia ocorrente entre a Fase 1 e a Fase 2 (Fig.4.30.).

O regulamento considerado nesta avaliação foi o Eurocódigo 3 Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.

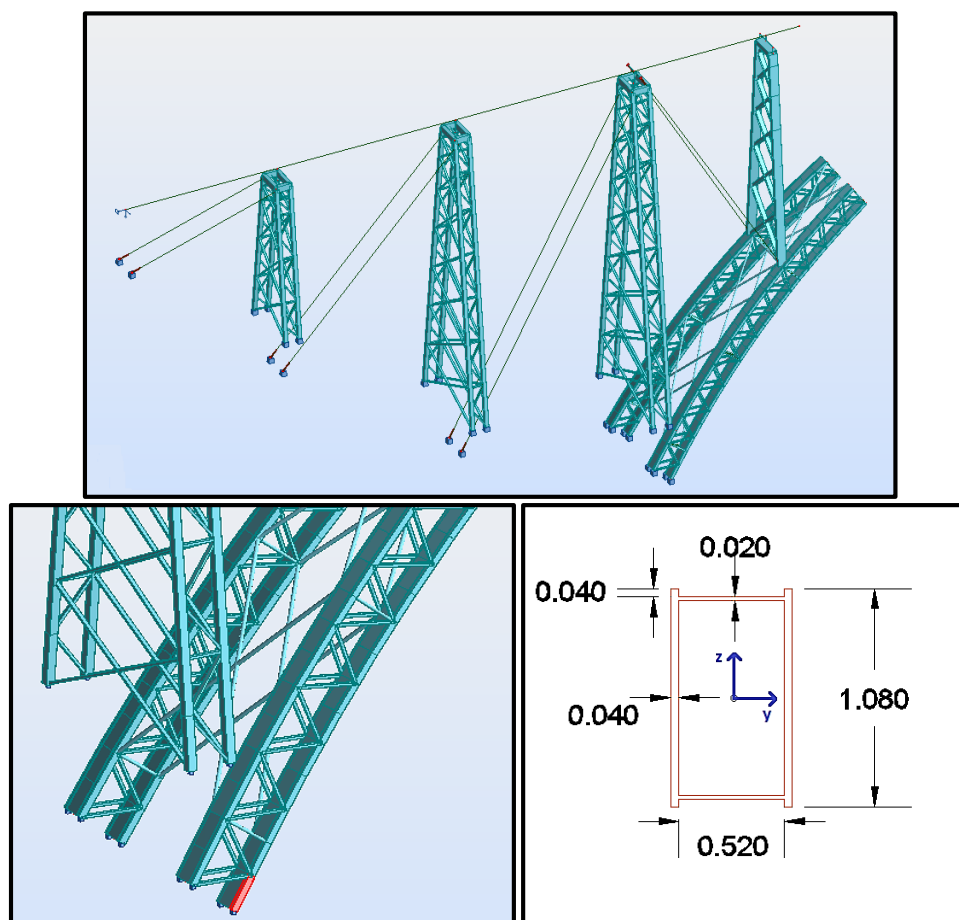


Fig.4.30. – Fase construtiva considerada, segmento da corda do arco sujeito à verificação de segurança (a vermelho) e geometria da respetiva secção transversal.

O segmento em questão tem um comprimento de 5,41 metros.

Em primeiro lugar, definiram-se as propriedades da secção transversal das cordas do arco (Tabela 20), recorrendo ao programa de cálculo automático “*Robot Structural Analysis*”.

Tabela 20 – Propriedades gerais da secção transversal das cordas do arco.<sup>12</sup>

<b>A (m<sup>2</sup>)</b>	0,10720
<b>I<sub>y</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0,01339
<b>I<sub>z</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0,00725
<b>I<sub>x</sub> (m<sup>4</sup>)</b>	0,01187
<b>W<sub>Pl,y</sub> (m<sup>6</sup>)</b>	0,03352
<b>W<sub>Pl,z</sub> (m<sup>6</sup>)</b>	0,02690

<sup>12</sup> Os eixos yy e zz referem-se, respetivamente, ao eixo “forte” e ao eixo “fraco” da secção transversal das cordas do arco (Fig.4.30.).

De seguida, procurou-se definir a classe da secção transversal, segundo o EC3, e verificou-se que esta corresponde a uma secção de Classe 1 para todos os cenários considerados, o que significa que é admissível considerar os valores da resistência plástica da secção.

A estratégia de controlo adotada foi a de uniformizar os esforços axiais ao longo do arco (4.5.3.). Considerou-se apenas a atuação da diagonal ativa D1, obtendo-se uma única equação linear para a resolução do problema, dada por:

$$-41720,91 \times x_{D1} + 8754,09 = 0 \quad (4.12.)$$

$$\Rightarrow x_{D1} = 0,210 \quad (4.13.)$$

Utilizando o programa de cálculo automático “*Robot Structural Analysis*”, obtiveram-se os valores dos esforços para o cenário em que a estrutura se encontra finalizada (Cenário 1) e para o cenário em que a estrutura se encontra em fase construtiva sob a atuação do sistema OPS (Cenário 2). Estes valores já se encontram majorados (de acordo com o Eurocódigo) pelo coeficiente parcial relativo à atuação de cargas permanentes para a combinação fundamental ( $\gamma_G = 1,35$ ).

Tabela 21 – Valores dos esforços no elemento em estudo para os Cenários 1 e 2.

	Cenário 1	Cenário 2
<b>N (KN)</b>	5790,6	1188,7
<b>My (KN.m)</b>	-1182,7	160,8
<b>Mz (KN.m)</b>	156,7	18,9
<b>Vy (KN)</b>	-49,8	-5,3
<b>Vz (KN)</b>	-146,7	46,3

Através do item 6.3.3.(4) do EC3 Parte 1-1, procede-se à verificação da resistência e estabilidade do segmento da corda do arco para os dois cenários, verificando o cumprimento das seguintes condições:

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (4.14)$$

$$\frac{\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{\frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}}}{\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{\frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}}}{\gamma_{M1}} \leq 1 \quad (4.15)$$

Para o cenário em que a estrutura se encontra finalizada (Cenário 1), obtém-se em (4.14.):

$$0,225 \leq 1 \quad (4.16.)$$

e em (4.15.):

$$0,237 \leq 1 \quad (4.17.)$$

Para o cenário em que a estrutura se encontra em fase construtiva, sob a atuação do sistema OPS (Cenário 2), obtém-se em (4.14.):

$$0,039 \leq 1 \quad (4.18.)$$

e em (4.15.):

$$0,043 \leq 1 \quad (4.19.)$$

**Nota:** Nos Anexos A1 e A2 são apresentadas as verificações de segurança ELU completas para o elemento, em ambos os cenários, a partir das quais foram retirados os valores que estão aqui apresentados. Optou-se por apresentar apenas a verificação destas condições de estabilidade pois foram as verificações mais condicionantes para ambos os cenários.

Como se pode verificar, a atuação do sistema OPS permitiu, neste caso, reduzir o estado tensional do segmento da corda do arco e, em consequência, obteve-se um aumento do rácio de segurança do elemento, atribuindo-lhe, em fase construtiva, uma maior resistência e estabilidade do que a que está associada ao cenário final no qual a estrutura se encontra completamente finalizada (porém ainda não em serviço).

Uma análise semelhante pode ser efetuada para se evidenciar as diferenças, em termos de segurança, entre a aplicação de sistemas de controlo ativo e a aplicação de um controlo discreto não automático (manual).

O controlo manual, referenciado no item 2.5 deste trabalho, por não possuir a automação associada aos sistemas de controlo ativo, tem de ser realizado em fases discretas, ou seja, implica a definição prévia de momentos-chave para aplicar a ação de controlo sobre a estrutura. Normalmente, na aplicação desse tipo de controlo na construção de pontes em arco, as atuações são definidas para os momentos em que ocorrem as variações mais pronunciadas do sistema estrutural, como por exemplo, imediatamente após o estabelecimento das sucessivas ligações do arco ao tabuleiro, através dos montantes. Ora, numa situação intermédia do faseamento construtivo, como a que foi analisada anteriormente, os cabos, para este tipo de controlo, limitam-se a atuar de uma forma passiva, visto que as atuações são realizadas apenas em fases discretas.

Como tal, para prosseguir a análise, define-se um terceiro cenário para o mesmo elemento analisado anteriormente:

- Cenário 3 – Estrutura em fase construtiva sob a simulação do funcionamento de um controlo discreto não automático, entre fases (cabos passivos).

Novamente, através do recurso ao programa “*Robot Structural Analysis*” obtém-se os seguintes esforços no elemento em estudo para o Cenário 3 (Tabela 22).

Tabela 22 – Valores dos esforços no elemento em estudo para os Cenários 2 e 3.

	Cenário 2	Cenário 3
<b>N (KN)</b>	1188,7	7606,6
<b>My (KN.m)</b>	160,8	746,5
<b>Mz (KN.m)</b>	18,9	130,6
<b>Vy (KN)</b>	-5,3	119,2
<b>Vz (KN)</b>	46,3	36,9

Para o Cenário 3 obtém-se em (4.14.):

$$0,247 \leq 1 \quad (4.20.)$$

e em (4.15.):

$$0,255 \leq 1 \quad (4.21.)$$

Tal como na análise anterior, a totalidade dos resultados desta verificação encontra-se no Anexo A3.

Comparando estes valores com os valores obtidos anteriormente para o Cenário 2 em (4.18.) e (4.19.), conclui-se que, de facto, o sistema de controlo ativo garante um fator de segurança superior ao obtido através de uma atuação manual (cerca de 6 vezes superior, neste caso). Isto deve-se ao facto de o sistema OPS providenciar um controlo em tempo real, que se adapta automaticamente às alterações do comportamento da estrutura, alterando continuamente a rigidez da mesma ao longo do processo e, portanto, retificando tal comportamento de uma forma monótona e pouco brusca. Por outro lado, na aplicação do controlo por processo manual, a atuação sobre a estrutura não é efetuada de uma forma ativa (contínua) ao longo de todo o seu período de evolução estrutural, o que significa que os elementos de controlo ficam inativos (atuando passivamente) durante a maior parte do processo construtivo, atribuindo um acréscimo de rigidez constante à estrutura, o que lhe confere uma menor eficácia em relação à atuação contínua do sistema OPS. Para além disso, quando, de facto, se atua na estrutura a partir do processo manual, essa ação é realizada de forma repentina, o que leva a uma variação brusca do estado de tensão dos elementos sujeitos à atuação de controlo, podendo mesmo pôr em causa a sua integridade estrutural.





# 5

## CONCLUSÕES

O desenvolvimento deste estudo permite elaborar várias conclusões sobre a aplicabilidade dos sistemas de controle ativo no controle do processo construtivo das pontes em arco.

Em primeiro lugar, este tipo de controle permite reduzir (ou mesmo anular) deformações e/ou deslocamentos indesejados nos elementos do arco, causados pelas forças que atuam durante o processo construtivo, como é o caso do peso próprio dos materiais. A compensação dessas deformações e/ou deslocamentos é um processo de extrema relevância para o comportamento da estrutura tendo, naturalmente, um reflexo relevante na distribuição dos esforços ao longo da mesma e, em particular, ao longo do arco. Ora, assegurando uma distribuição de esforços adequada ao longo do arco, está-se consequentemente a proporcionar um funcionamento mais favorável dos seus elementos, o que se traduz em níveis de tensões adequados, menor exigência dos materiais e uma maior uniformidade no comportamento estrutural. Em suma, está-se a tirar partido de toda a potencialidade que o arco dispõe para cumprir o seu propósito: providenciar suporte e estabilidade da Obra.

No entanto, como se mostrou no capítulo anterior, a obtenção de um estado ideal de funcionamento da ponte não se limita apenas à imposição de deslocamentos nulos para os elementos do arco. Aliás, a versatilidade associada aos sistemas de controle ativo e a possibilidade de se definirem estratégias de controle que assegurem o cumprimento de determinadas condições funcionais pretendidas para a estrutura, faz surgir toda uma panóplia de alternativas de controle que podem ser adotadas conforme a sua adequabilidade e conveniência para a obra em questão. Como foi demonstrado no capítulo anterior, pode-se, igualmente, aproximar o comportamento dos elementos da ponte para um estado ótimo, através da definição de estratégias que imponham a uniformização de esforços ao longo de um determinado elemento estrutural (primordialmente, o arco) ou que limitem o valor desses esforços para níveis de tensão idealmente desejados.

Adicionalmente, este sistema, para além de permitir a manipulação dos esforços internos dos elementos da estrutura, permite também controlar forças externas, como são o caso das reações de apoio. Esta propriedade torna-se bastante vantajosa na medida em que permite limitar as cargas horizontais absorvidas pelos encontros e, portanto, “aliviar” estes elementos e as suas fundações, de forças demasiado elevadas.

Comparando a automação do sistema de controle ativo com o processo de controle realizado manualmente, a primeira acarreta uma enorme vantagem para a aplicação de controle sobre as estruturas, na medida em que exclui totalmente a possibilidade de falha humana na aplicação da ação de controle. Para além disso, os sistemas de controle ativo, ao contrário do processo manual, atuam em tempo útil,

o que significa que a estrutura é compensada progressivamente à medida que as solicitações vão ocorrendo, enquanto no processo manual, as ações de controlo são aplicadas de forma discreta, causando uma variação brusca no estado de tensão dos elementos estruturais. Em suma, o sistema de controlo ativo, em comparação com o processo de controlo manual, proporciona uma maior eficácia da ação de controlo, juntamente com um aumento do fator de segurança global dos elementos estruturais.

Porém, aliado à enorme exigência de fornecimento energético, característica dos sistemas de controlo ativo, está ainda o facto de a implantação deste tipo de sistemas implicar a realização prévia de uma análise de risco operacional robusta, pois, como facilmente se percebe, não é de todo sensato depositar a segurança da estrutura num sistema eletrónico, pois este, por ventura, está suscetível a eventuais avarias. Por esta razão, é necessário haver um certo grau de redundância na estrutura para que se torne viável a aplicação destes sistemas de controlo, conforme já é prática corrente em aplicações semelhantes. Todavia, não se pretende inferir a ideia que a utilização deste tipo de sistemas representa, a nível técnico, um campo totalmente inexplorado e desconhecido para a Engenharia Civil. A título de exemplo, existem, nos dias de hoje, cimbres auto-lançáveis dotados de um sistema de Pré-Esforço Orgânico (OPS), assim como vários outros sistemas semelhantes, que já foram utilizados várias vezes com sucesso, pelo que a aplicação deste tipo de sistemas não se qualifica, propriamente, como algo puramente conceptual e de exequibilidade técnica desconhecida.

No entanto, existem ainda alguns desafios técnicos associados à aplicação deste tipo de sistemas, que necessitam de serem estudados com maior atenção para que se possa ter uma boa noção da forma como podem ser ultrapassados ou da forma como se pode reduzir a sua relevância na implantação do sistema. Uma situação que gera algum ceticismo e falta de confiança na aplicação de sistemas de controlo a partir de cabos ativos é a possibilidade de os cabos estarem sujeitos a ações de relaxação após terem sido sujeitos a ações de esticamento, pois, desse modo, as secções dos cabos que estavam anteriormente presas pelas cunhas passam a estar situadas na zona ativa dos cabos. Ora, como a quantificação do efeito negativo associado à fixação dos cabos pelas cunhas ainda não é um conhecimento adquirido, surge alguma relutância e preocupação, em certas partes, para a adoção deste tipo de sistemas.

Relativamente a desenvolvimentos futuros, considera-se que as potencialidades exibidas garantem viabilidade suficiente para que estes sistemas sejam direcionados para a adoção de estratégias de controlo híbridas, que permitam controlar várias quantidades estruturais simultaneamente, através do recurso a ferramentas matemáticas de otimização, existentes na área da Investigação Operacional. De facto, a possibilidade de se elaborarem estratégias que permitam, por exemplo, reduzir os valores dos deslocamentos verticais dos nós do arco para o valor mais próximo possível do valor nulo e, ao mesmo tempo, controlar a distribuição de esforços ao longo deste elemento, e ainda limitar o valor das forças horizontais transmitidas para as fundações, resultantes de todo este processo, torna mais atrativa a ideia da utilização deste tipo de controlo no auxílio da otimização do comportamento da estrutura ao longo da realização do processo construtivo. Porém, como se pode compreender, este tipo de estratégias não serão de uma formulação tão simples como a que foi apresentada neste trabalho.

Perante estas considerações, pode-se, de facto, concluir que a introdução do sistema de controlo ativo apresentado representa uma mais-valia para o desempenho das estruturas durante a fase construtiva e, como tal, esta questão merece desenvolvimentos futuros nesta área específica da Engenharia de Pontes.





## BIBLIOGRAFIA

- [1] Manterola Armisen, Javier., Siegrist Fernández, C. *Puentes*. Universidad Politécnica de Madrid. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madrid, 2000.
- [2] Slides das Aulas Teóricas, Unidade Curricular de Pontes, Mestrado Integrado em Engenharia Civil, FEUP, Ano letivo de 2011/2012 e 2013/2014.
- [3] Da Fonseca, António Adão, Bastos, Renato. *Ponte Infante D. Henrique – Uma ponte inovadora*. RPEE – Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Porto, 2003
- [4] Sobreira, João Cunha de Araújo. *A Montagem do Cimbra da Ponte da Arrábida*, Sécheron Portuguesa, 1962
- [5] Rodríguez, Juan M., Puertas, Estela Rivera. *Viaducto de O Eixo*. 2013.  
<http://each.com/modules/ache/ficheros/Realizaciones/Obra109.pdf>. 26 de Março de 2014.
- [6] Nettleton, Douglas A., *Arch Bridges*. Office of Engineering, Federal Highway Administration. U.S. Department of Transportation, Washington, D.C.
- [7] Pérez, José Andrés, Lara, Ángel Carriazo. *Viaducto sobre el río Ulla*, Outubro/Dezembro/2010
- [8] Pacheco, Pedro Álvares Ribeiro do Carmo. *Pré-esforço orgânico – um exemplo de sistema efector*, Dissertação de Doutoramento, FEUP, 1998
- [9] Bezerra, Diogo André. *Estudo da interacção cimbre/tabuleiro durante a betonagem em pontes construídas tramo a tramo*, Dissertação de Mestrado, FEUP, 2008
- [10] Arnold, Michèle, Andersson Göran. *Model Predictive Control for energy storage including uncertain forecasts*. 2011.  
[http://www.eeh.ee.ethz.ch/uploads/tx\\_ethpublications/PSCC2011\\_Arnold.pdf](http://www.eeh.ee.ethz.ch/uploads/tx_ethpublications/PSCC2011_Arnold.pdf). 30 de Maio de 2014.
- [11] Silva, Maria João Serpa, Costa, Alfredo Peres. *Sistemas passivos de protecção sísmica: uma abordagem baseada no desempenho de amortecedores de líquido sintonizado*. Dissertação de Doutoramento, LNEC, 2011
- [12] Nasu, Tadashi, Kobori, Takuji. *Active variable stiffness system with non-resonant control*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2001
- [13] De Vore, Charles, Chang, Chia-Ming. *Active Base Isolation of Building Structures in two dimensions*, University of Illinois, 2007
- [14] Nigdeli, S.M., Boduroglu M. H. *Active Tendons for Seismic Control of Buildings*, World Academy of Science, Engineering and Technology Vol.4, 29/08/2010.
- [15] Pulkkinen, Pekka, Hopf, Siegfried, *Conceptual Design of the Chenab Bridge in India*. Steel Structures and Bridges Conference, 26-28 Setembro de 2012, Eslováquia, Páginas 1-8
- [16] *Eurocódigo 3: Projetos de Estruturas de Aço – Parte 1-1: Regras gerais e Regras para edifícios* (EN 1993-1-1:2010). CEN 2010.
- [17] Restivo, Maria Teresa, Chouzal, Maria de Fátima, De Almeida, Fernando Gomes. *Medição de Deformação*. Universidade do Porto Editorial, Porto, 2013.
- [18] Balageas, Daniel, Fritzen, Claus-Peter, Gøemes, Alfredo. *Structural Health Monitoring*. ISTE, 2006, Wiltshire.









# A1

## VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ELU DO SEGMENTO DA CORDA DO ARCO PARA O CENÁRIO 1 (ESTRUTURA FINALIZADA)

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ELU						
DADOS DA SECÇÃO TRANSVERSAL DO ELEMENTO						
Propriedades da secção transversal					Propriedades do material	
Secção de Classe 1	h	1,080 m	iy	0,35 m	fy	355000 kPa
	b	0,600 m	Av,z	0,07669 m2	Ym0	1,00
	tw	0,040 m	Av,y	0,02394 m2	Ym1	1,00
	tf	0,020 m	lz	0,00725 m4	Ym2	1,25
	hw	1,080 m	Wpl,z	0,02690 m3	G	81000000 kPa
	A	0,10720 m2	iz	0,26 m	E	210000000 kPa
	Iy	0,01339 m4	It	0,01187 m4	Esforços	
	Wpl,y	0,03352 m3	Iw	5,03E-18 m6	Ned	5790,56kN
Momentos fletores seguem uma distribuição linear ao longo do elemento				VEd,z	-146,70kN	
				VEd,y	-49,80kN	
				MEd,y	-1182,74kN.m	
				MEd,z	156,74kN.m	

### VERIFICAÇÃO À COMPRESSÃO - Secções de Classe 1,2 ou 3

#### EC3 6.2.4

$$N_{c,Rd} = N_{Pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

Ned 5790,56 kN ≤ Nc,rd 38056,00 kN

Ok, Verifica

### VERIFICAÇÃO À FLEXÃO SIMPLES (momento flector EM Y) - Secções de Classe 1 ou 2

#### EC3 6.2.5

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

MEd,y 1182,74 kN.m ≤ Mc,y,rd 11899,60 kN.m

$$M_{c,Rd} = M_{Pl,Rd} = \frac{W_{Pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Ok, Verifica

**VERIFICAÇÃO À FLEXÃO SIMPLES (momento flector EM Z) - Secções de Classe 1 ou 2**

**EC3 6.2.5**

$$M_{Ed,z} \quad 156,74 \text{ kN.m} \leq M_{c,z,Rd} \quad 9548,06 \text{ kN.m}$$

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{c,Rd} = M_{Pl,Rd} = \frac{W_{Pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Ok, Verifica

**VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO TRANSVERSO EM Y e Z (caso não ocorra torção)**

**EC3 6.2.6**

$$V_{Ed,z} \quad 146,70 \text{ kN} \leq V_{c,z,Rd} \quad 15717,92 \text{ kN}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

OK, Verifica

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{Ed,y} \quad 49,80 \text{ kN} \leq V_{c,y,Rd} \quad 4905,70 \text{ kN}$$

OK, Verifica

**VERIFICAÇÃO À FLEXÃO DESVIADA**

Neste caso,  $M_{pl,z,Rd} = M_{N,z,Rd}$ , como se verificará adiante.

**EC3 6.2.9.1 (5)**

$$\left[ \frac{M_{yEd}}{M_{pl,yRd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{zEd}}{M_{pl,zRd}} \right]^\beta \leq 1$$

Considerando, conservativamente,  $\alpha$  e  $\beta = 1$

$$0,116$$

$\leq$

$$1$$

OK, Verifica

**VERIFICAÇÃO DA ENCURVADURA DA ALMA POR ESFORÇO TRANSVERSO  
(para vigas c/almas não reforçadas)**

**EC3 6.2.6 (6)**

$$\varepsilon \quad 0,81$$

Considerando, conservativamente,  $\eta = 1$

Para  $V_{Ed,z}$ :  $h_w = 1,08 \text{ m}$  e  $t_w = 0,04 \text{ m}$

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

$$h_w/t_w \quad 27,00 \leq (72 \cdot \varepsilon)/\eta \quad 58,58$$

Para  $V_{Ed,y}$ :  $h_w = 0,52 \text{ m}$  e  $t_w = 0,02 \text{ m}$

$$h_w/t_w \quad 26,00 \leq 58,58$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Verifica, dispensa a verificação da encurvadura da alma por esforço transversal

**INTERACÇÃO ESFORÇO TRANSVERSO EM Z + FLEXÃO COMPOSTA EM Y**

**EC3 6.2.8**

$$V_{Ed} \leq \frac{1}{2} V_{Pl,Rd}$$

$$V_{Ed,z} \quad 146,70 \text{ kN} \leq 0,5 \times V_{Pl,z,Rd} \quad 7858,96 \text{ kN}$$

Verifica, o esforço transversal em Z não influencia a resistência da secção à flexão

**INTERACÇÃO ESFORÇO TRANSVERSO EM Y + FLEXÃO COMPOSTA EM Z**

**EC3 6.2.8**

$$V_{Ed} \leq \frac{1}{2} V_{Pl,rd}$$

$$V_{Ed,y} \leq 0,5 V_{Pl,y,rd}$$

Verifica, o esforço transverso em Y não influencia a resistência da secção à flexão

**INTERACÇÃO ESFORÇO AXIAL + MOMENTO FLECTOR EM Y**

**EC3 6.2.9.1 (4)**

**Momento em torno do eixo yy**

A verificação pode ser dispensada para secções duplamente simétricas, se:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{Pl,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{Pl,rd}$$

e

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 (h_w t_w)^2 f_y}{\gamma_{M0}}$$

Neste caso, por existirem duas almas, o produto  $h_w t_w$  vem multiplicado por 2

Verifica, está dispensado o cálculo da interacção N+My

**INTERACÇÃO ESFORÇO AXIAL + MOMENTO FLECTOR EM Z**

**EC3 6.2.9.1 (4)**

**Momento em torno do eixo zz**

A verificação pode ser dispensada para secções duplamente simétricas, se:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Ed} \leq h_w t_w^2 f_y / \gamma_{M0}$$

Neste caso, por existirem duas almas, o produto  $h_w t_w$  vem multiplicado por 2

Verifica, está dispensada o cálculo da interacção N+Mz

## VERIFICAÇÃO À ENCURVADURA POR FLEXÃO

### EC3 6.3.1.3

Para secções classe 1, 2 ou 3:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Curva de Encurvadura (Quadro 6.2 EC3)  
 $b/t_f = 0,6/0,02 = 30$   
 $h/t_w = 1,08/0,04 = 27 < 30$   
 Soldaduras espessas  $\Rightarrow$  Curva c (para yy e zz)  $\Rightarrow$  Quadro 6.1 EC3  $\Rightarrow \alpha=0,49$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \chi \leq 1,0$$

Considerando, conservativamente,  $L_{e,y}=L_{e,z} = 0,7 l_e = 0,7l$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

### DIRECÇÃO YY

EC3 6.3.1.3 (1)	$\lambda_1$	76,40
	$L_{cr, y}$	3,79 m
EC3 6.3.1.3 (1)	$\bar{\lambda}_y$	0,140
<b>QUADRO 6.1</b>	$\alpha$	0,49
EC3 6.3.1.2 (1)	$\Phi_y$	0,50
EC3 6.3.1.2 (1)	$\chi_y$	1,00

$$N_{b,Rd,y} = 38056,00 \text{ kN}$$

$$\geq N_{Ed} = 5790,56 \text{ kN}$$

OK. Verifica a encurvadura por flexão em torno de yy

### DIRECÇÃO ZZ

$\lambda_1$	76,40
$L_{cr, z}$	3,79 m
$\bar{\lambda}_z$	0,191
$\alpha$	0,49
$\Phi_z$	0,52
$\chi_z$	1,00

$$N_{b,Rd,z} = 38056,00 \text{ kN}$$

$$\geq N_{Ed} = 5790,56 \text{ kN}$$

OK. Verifica a encurvadura por flexão em torno de zz

### VERIFICAÇÃO À ENCURVADURA LATERAL

#### EC3 6.3.2.1

Para secções classe 1, 2 ou 3:

$$\lambda_{LT} = \frac{M_{cr}}{M_{ed}} \quad EC3 6.3.1.3 (1) \quad M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left( \frac{k}{k_y} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_t}{\pi^2 EI_z} + [C_2 z_g - C_3 z_j]^2 \right\}^{0.5} - [C_2 z_g - C_3 z_j]$$

Curva de encurvadura d

$\lambda_{LT}$	0,09	EC3 6.3.2.2 (1)
$\alpha_{LT}$	0,76	<b>QUADRO 6.3</b>
$\Phi_{LT}$	0,4618	EC3 6.3.2.2 (1)
$\chi_{LT}$	1,00	EC3 6.3.2.2 (1)

<b>E</b>	210000000kPa	<b>I<sub>w</sub></b>	5,03E-18	<b>M<sub>cr</sub></b>
<b>G</b>	81000000kPa	<b>I<sub>z</sub></b>	7,25E-03	1499659,48 kN.m
<b>L</b>	5,41m	<b>I<sub>t</sub></b>	1,19E-02	

<b>z<sub>g</sub></b>	0,00m	<b>C1</b>	1,493
<b>z<sub>j</sub></b>	0,00m	<b>C2</b>	0,000
<b>k( ou k<sub>z</sub>)</b>	0,700	<b>C3</b>	0,000
<b>k<sub>w</sub></b>	1,000		

Carga aplicada no C.G. da peça » z<sub>g</sub> = 0

secção duplamente simétrica » z<sub>j</sub> = 0

k<sub>w</sub>=1(conservativamente)

k<sub>z</sub> = 0,7




C1	1,493
M <sub>y,esq</sub>	-1182,74 kN.m
M <sub>y,dir</sub>	-301,73 kN.m
ψ <sub>y</sub>	0,255

M<sub>b,Rd</sub> 11899,60 kN.m

≥

M<sub>Ed</sub> 1182,74 kN.m

**OK, Verifica a encurvadura lateral**

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	k <sub>t</sub>	C <sub>1</sub>	C <sub>3</sub>	
				ψ <sub>f</sub> ≤ 0	ψ <sub>f</sub> > 0
	ψ = +1	1.0	1.00	1.000	
	ψ = +1/4	0.5	1.05	1.019	
	ψ = +1/2	1.0	1.14	1.000	
	ψ = +3/4	0.5	1.19	1.017	
	ψ = +1/2	1.0	1.31	1.000	
	ψ = +1/4	0.5	1.37	1.000	
	ψ = 0	1.0	1.52	1.000	
	ψ = -1/4	0.5	1.60	1.000	
	ψ = -1/2	1.0	1.77	1.000	
	ψ = -3/4	0.5	1.86	1.000	
	ψ = -1/4	1.0	2.06	1.000	0.850
	ψ = -1/2	0.5	2.15	1.000	0.650
	ψ = -3/4	1.0	2.35	1.000	1.3 - 1.2 ψ <sub>f</sub>
	ψ = -1	0.5	2.42	0.950	0.77 - ψ <sub>f</sub>
	ψ = -3/4	1.0	2.60	1.000	0.55 - ψ <sub>f</sub>
	ψ = -1	0.5	2.45	0.850	0.35 - ψ <sub>f</sub>
	ψ = -1	1.0	2.60	-ψ <sub>f</sub>	-ψ <sub>f</sub>
	ψ = -1	0.5	2.45	-0.125 - 0.7 ψ <sub>f</sub>	-0.125 - 0.7 ψ <sub>f</sub>

### VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE

#### EC3 - 6.3.3(4)

<b>N<sub>Ed</sub></b>	5790,56 kN
<b>N<sub>Rk</sub></b>	38056,00 kN
<b>M<sub>y,Ed</sub></b>	1182,74 kN.m
<b>ΔM<sub>y,Ed</sub></b>	0,00 kN.m
<b>M<sub>y,Rk</sub></b>	11899,60 kN.m
<b>M<sub>z,Ed</sub></b>	156,74 kN.m
<b>ΔM<sub>z,Ed</sub></b>	0,00 kN.m
<b>M<sub>z,Rk</sub></b>	9548 kN.m
<b>χ<sub>y</sub></b>	1,00
<b>χ<sub>z</sub></b>	1,00
<b>χ<sub>LT</sub></b>	1,00

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}} \leq 1$$

**Cálculo dos Coeficientes de Interação Kij - Anexo B - Método 2 - EC3 - Parte 1-1 (SECÇÕES CLASSE 1 OU 2)**

**Elemento Susceptível de Torção ( $I_y > I_t$ )**

**kyy**

**EC 3 ANEXO B Quadro B3**

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

Cmy	$\bar{\lambda}_y$	NEd	$\chi_y$	NRk	$\gamma_{M1}$
0,70	0,14	5790,56kN	1,00	38056,00kN	1,00

kyy	Verificação
0,70	OK, 1ª parcela é igual ou inferior à 2ª parcela

**kzz**

**EC 3 ANEXO B Quadros B2 e B3**  
(Secções Tubulares Retangulares)

$$k_{zz} = C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

Cmz	$\bar{\lambda}_z$	NEd	$\chi_z$	NRk	$\gamma_{M1}$
0,40	0,19	5790,56kN	1,00	38056,00kN	1,00

M,z,esq	156,70 kN.m
M,z,dir	-112,67 kN.m
$\psi_z$	-0,719

kzz	Verificação
0,40	OK, 1ª parcela é igual ou inferior à 2ª parcela

**kzy**

**EC 3 ANEXO B Quadros B2**

$$k_{yz} = 0,6k_{zz}$$

kzy	0,24
-----	------

kzy
-----

**EC 3 ANEXO B Quadros B2 e B3**

$$\bar{\lambda}_z < 0,4 \quad k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1\bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$$

$\bar{\lambda}_z < 0,4$	<b>CmLT</b>	$\bar{\lambda}_z$	<b>NEd</b>	$\chi_z$	<b>NRk</b>	<b>γM1</b>
	0,70	0,19	5790,56kN	1,00	38056,00kN	1,00
	<b>kzy</b>	<b>Verificação</b>				
	0,79	OK, 1ª parcela é igual ou inferior à 2ª parcela				

**VERIFICAÇÃO FINAL DE ESTABILIDADE**

<b>kyy</b>	0,70	<b>kzy</b>	0,79
<b>kzz</b>	0,40	<b>kyz</b>	0,24

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad \boxed{0,225} \leq 1,0 \quad \text{OK, VERIFICA}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad \boxed{0,237} \leq 1,0 \quad \text{OK, VERIFICA}$$





# A2

## VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ELU DO SEGMENTO DA CORDA DO ARCO PARA O CENÁRIO 2 (ESTRUTURA EM FASE CONSTRUTIVA COMPENSADA PELO SISTEMA OPS)

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ELU						
DADOS DA SECÇÃO TRANSVERSAL DO ELEMENTO						
Propriedades da secção transversal					Propriedades do material	
Secção de Classe 1	h	1,080 m	iy	0,35 m	fy	355000 kPa
	b	0,600 m	Av,z	0,07669 m2	Ym0	1,00
	tw	0,040 m	Av,y	0,02394 m2	Ym1	1,00
	tf	0,020 m	Iz	0,00725 m4	Ym2	1,25
	hw	1,080 m	Wpl,z	0,02690 m3	G	81000000 kPa
	A	0,10720 m2	iz	0,26 m	E	210000000 kPa
	ly	0,01339 m4	It	0,01187 m4	Esforços	
	Wpl,y	0,03352 m3	lw	5,03E-18 m6	Ned	1188,68kN
Momentos flectores seguem uma distribuição linear ao longo do elemento				Ved,z	46,25kN	
				Ved,y	-5,28kN	
				MEd,y	160,82kN.m	
				MEd,z	18,90kN.m	

### VERIFICAÇÃO À COMPRESSÃO - Secções de Classe 1,2 ou 3

#### EC3 6.2.4

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$$

Ned 1188,68 kN ≤ Nc,rd 38056,00 kN

Ok, Verifica

### VERIFICAÇÃO À FLEXÃO SIMPLES (momento flector EM Y) - Secções de Classe 1 ou 2

#### EC3 6.2.5

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

Med,y 160,82 kN.m ≤ Mc,y,rd 11899,60 kN.m

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Ok, Verifica

**VERIFICAÇÃO À FLEXÃO SIMPLES (momento flector EM Z) - Secções de Classe 1 ou 2**

**EC3 6.2.5**

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{Ed,z} \leq M_{c,z,Rd}$$

$$18,90 \text{ kN.m} \leq 9548,06 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,Rd} = M_{Pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Ok, Verifica

**VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO TRANSVERSO EM Y e Z (caso não ocorra torção)**

**EC3 6.2.6**

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$V_{Ed,z} \leq V_{c,z,Rd}$$

$$46,25 \text{ kN} \leq 15717,92 \text{ kN}$$

OK, Verifica

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{Ed,y} \leq V_{c,y,Rd}$$

$$5,28 \text{ kN} \leq 4905,70 \text{ kN}$$

OK, Verifica

**VERIFICAÇÃO À FLEXÃO DESVIADA**

Neste caso,  $M_{pl,z,Rd} = M_{N,z,Rd}$ , como se verificará adiante.

**EC3 6.2.9.1 (5)**

$$\left[ \frac{M_{yEd}}{M_{pl,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{zEd}}{M_{pl,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Considerando, conservativamente,  $\alpha$  e  $\beta = 1$

$$0,015 \leq 1$$

OK, Verifica

**VERIFICAÇÃO DA ENCURVADURA DA ALMA POR ESFORÇO TRANSVERSO  
(para vigas c/almas não reforçadas)**

**EC3 6.2.6 (6)**

$$\epsilon \leq 0,81$$

Considerando, conservativamente,  $\eta = 1$

Para  $V_{Ed,z}$ :  $h_w = 1,08 \text{ m}$  e  $t_w = 0,04 \text{ m}$

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\epsilon}{\eta}$$

$$h_w/t_w \leq (72 \cdot \epsilon) / \eta$$

$$27,00 \leq 58,58$$

Para  $V_{Ed,y}$ :  $h_w = 0,52 \text{ m}$  e  $t_w = 0,02 \text{ m}$

$$h_w/t_w \leq 58,58$$

$$26,00 \leq 58,58$$

$$\epsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Verifica, dispensa a verificação da encurvadura da alma por esforço transversal

**INTERACÇÃO ESFORÇO TRANSVERSO EM Z + FLEXÃO COMPOSTA EM Y**

**EC3 6.2.8**

$$V_{Ed} \leq \frac{1}{2} V_{Pl,Rd}$$

$$V_{Ed,z} \leq 0,5 V_{Pl,z,Rd}$$

$$46,25 \text{ kN} \leq 7858,96 \text{ kN}$$

Verifica, o esforço transversal em Z não influencia a resistência da secção à flexão

**INTERACÇÃO ESFORÇO TRANSVERSO EM Y + FLEXÃO COMPOSTA EM Z**

**EC3 6.2.8**

$$V_{Ed} \leq \frac{1}{2} V_{Pl,rd}$$

$$V_{Ed,y} \leq 0,5 V_{Pl,y,rd}$$

Verifica, o esforço transversal em Y não influencia a resistência da secção à flexão

**INTERACÇÃO ESFORÇO AXIAL + MOMENTO FLECTOR EM Y**

**EC3 6.2.9.1 (4)**

**Momento em torno do eixo yy**

A verificação pode ser dispensada para secções duplamente simétricas, se:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{Pl,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{Pl,Rd}$$

e

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 (h_w t_w)^2 f_y}{\gamma_{M0}}$$

Neste caso, por existirem duas almas, o produto  $h_w t_w$  vem multiplicado por 2

Verifica, está dispensado o cálculo da interacção N+My

**INTERACÇÃO ESFORÇO AXIAL + MOMENTO FLECTOR EM Z**

**EC3 6.2.9.1 (4)**

**Momento em torno do eixo zz**

A verificação pode ser dispensada para secções duplamente simétricas, se:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Ed} \leq h_w t_w f_y$$

Neste caso, por existirem duas almas, o produto  $h_w t_w$  vem multiplicado por 2

Verifica, está dispensada o cálculo da interacção N+Mz

VERIFICAÇÃO À ENCURVADURA POR FLEXÃO

EC3 6.3.1.3

Para secções classe 1, 2 ou 3:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Curva de Encurvadura (Quadro 6.2 EC3)  
 $b/t_f = 0,6/0,02 = 30$   
 $h/t_w = 1,08/0,04 = 27 < 30$   
 Soldaduras espessas  $\Rightarrow$  Curva c (para yy e zz)  $\Rightarrow$  Quadro 6.1 EC3  $\Rightarrow \alpha=0,49$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \chi \leq 1,0$$

Considerando, conservativamente,  $L_{e,y}=L_{e,z} = 0,7 l_e = 0,7l$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

DIRECÇÃO YY

EC3 6.3.1.3 (1)	$\lambda_1$	76,40
	$L_{cr, y}$	3,79 m
EC3 6.3.1.3 (1)	$\bar{\lambda}_y$	0,140
QUADRO 6.1	$\alpha$	0,49
EC3 6.3.1.2 (1)	$\Phi_y$	0,50
EC3 6.3.1.2 (1)	$\chi_y$	1,00

$$N_{b,Rd,y} = 38056,00 \text{ kN}$$

$$\geq N_{Ed} = 1188,68 \text{ kN}$$

OK. Verifica a encurvadura por flexão em torno de yy

DIRECÇÃO ZZ

$\lambda_1$	76,40
$L_{cr, z}$	3,79 m
$\bar{\lambda}_z$	0,191
$\alpha$	0,49
$\Phi_z$	0,52
$\chi_z$	1,00

$$N_{b,Rd,z} = 38056,00 \text{ kN}$$

$$\geq N_{Ed} = 1188,68 \text{ kN}$$

OK. Verifica a encurvadura por flexão em torno de zz

### VERIFICAÇÃO À ENCURVADURA LATERAL

#### EC3 6.3.2.1

Para secções classe 1, 2 ou 3:

$$\lambda_{1,LT} = \frac{76,40}{2008472,52} \quad EC3 6.3.1.3 (1) \quad M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_z}{\pi^2 EI_z} + [C_2 Z_{ef} - C_3 Z_{ej}]^2 \right\}^{0,5} - [C_2 Z_{ef} - C_3 Z_{ej}]$$

Curva de encurvadura d

$\lambda_{LT}$	0,08	EC3 6.3.2.2 (1)
$\alpha_{LT}$	0,76	QUADRO 6.3
$\Phi_{LT}$	0,4562	EC3 6.3.2.2 (1)
$\chi_{LT}$	1,00	EC3 6.3.2.2 (1)

E	210000000kPa	Iw	5,03E-18	Mcr
G	81000000kPa	Iz	7,25E-03	2008472,52 kN.m
L	5,41m	It	1,19E-02	

zg	0,00m	C1	2,000
zj	0,00m	C2	0,000
k( ou kz)	0,700	C3	0,000
kw	1,000		

Carga aplicada no C. G. da peça » zg = 0  
secção duplamente simétrica » zj = 0  
kw=1(conservativamente)

kz = 0,7



C1	2,000
Mesq	160,82 kN.m
Mdir	-24,53 kN.m
ψy	-0,153

Mb,Rd = 11899,60 kN.m

≥

MEd = 160,82 kN.m

OK, Verifica a encurvadura lateral

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	k <sub>t</sub>	C <sub>1</sub>	C <sub>3</sub>	
				ψ <sub>f</sub> ≤ 0	ψ <sub>f</sub> > 0
	ψ = +1	1.0	1.00	1.000	1.000
	0.5	1.05	1.019		
	ψ = +3/4	1.0	1.14	1.000	
	0.5	1.19	1.017		
	ψ = +1/2	1.0	1.31	1.000	
	0.5	1.37	1.000		
	ψ = +1/4	1.0	1.52	1.000	
	0.5	1.60	1.000		
	ψ = 0	1.0	1.77	1.000	
	0.5	1.86	1.000		
	ψ = -1/4	1.0	2.06	1.000	0.850
	0.5	2.15	1.000	0.650	
	ψ = -1/2	1.0	2.35	1.000	1.3 - 1.2 ψ <sub>f</sub>
	0.5	2.42	0.950	0.77 - ψ <sub>f</sub>	
	ψ = -3/4	1.0	2.60	1.000	0.55 - ψ <sub>f</sub>
	0.5	2.45	0.850	0.35 - ψ <sub>f</sub>	
	ψ = -1	1.0	2.60	-ψ <sub>f</sub>	-ψ <sub>f</sub>
	0.5	2.45	-0.125 - 0.7 ψ <sub>f</sub>	-0.125 - 0.7 ψ <sub>f</sub>	

### VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE

#### EC3 - 6.3.3(4)

N <sub>Ed</sub>	1188,68 kN
N <sub>Rk</sub>	38056,00 kN
M <sub>y,Ed</sub>	160,82 kN.m
ΔM <sub>y,Ed</sub>	0,00 kN.m
M <sub>y,Rk</sub>	11899,60 kN.m
M <sub>z,Ed</sub>	18,90 kN.m
ΔM <sub>z,Ed</sub>	0,00 kN.m
M <sub>z,Rk</sub>	9548 kN.m
χ <sub>y</sub>	1,00
χ <sub>z</sub>	1,00
χ <sub>LT</sub>	1,00

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

**Cálculo dos Coeficientes de Interação Kij - Anexo B - Método 2 - EC3 - Parte 1-1 (SECÇÕES CLASSE 1 OU 2)**

**Elemento Susceptível de Torção ( $I_y > I_t$ )**

**kyy**

**EC 3 ANEXO B Quadro B3**

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

Cmy	$\bar{\lambda}_y$	NEd	$\chi_y$	NRk	$\gamma_{M1}$
0,54	0,14	1188,68kN	1,00	38056,00kN	1,00

kyy	Verificação
0,54	OK, 1ª parcela é igual ou inferior à 2ª parcela

**kzz**

**EC3 ANEXO B Quadros B2 e B3**  
(Secções Tubulares Retangulares)

$$k_{zz} = C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

Cmz	$\bar{\lambda}_z$	NEd	$\chi_z$	NRk	$\gamma_{M1}$
0,40	0,19	1188,68kN	1,00	38056,00kN	1,00

M,z,esq	18,90 kN.m
M,z,dir	-9,65 kN.m
$\psi_z$	-0,511

kzz	Verificação
0,40	OK, 1ª parcela é igual ou inferior à 2ª parcela

**kzy**

**EC3 ANEXO B Quadros B2**

$$k_{yz} = 0,6k_{zz}$$

kzy	0,24
-----	------

kzy
-----

**EC3 ANEXO B Quadros B2 e B3**

$$\bar{\lambda}_z < 0,4 \quad k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$$

$\bar{\lambda}_z < 0,4$	<b>CmLT</b>	$\bar{\lambda}_z$	<b>NEd</b>	$\chi_z$	<b>NRk</b>	<b>γM1</b>
	0,54	0,19	1188,68kN	1,00	38056,00kN	1,00
	<b>kzy</b>	<b>Verificação</b>				
	0,79	OK, 1ª parcela é igual ou inferior à 2ª parcela				

**VERIFICAÇÃO FINAL DE ESTABILIDADE**

<b>kyy</b>	0,54	<b>kzy</b>	0,79
<b>kzz</b>	0,40	<b>kyz</b>	0,24

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad \boxed{0,039} \leq 1,0 \quad \text{OK, VERIFICA}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad \boxed{0,043} \leq 1,0 \quad \text{OK, VERIFICA}$$





# A3

## VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ELU DO SEGMENTO DA CORDA DO ARCO PARA O CENÁRIO 3 (ESTRUTURA EM FASE CONSTRUTIVA SEM COMPENSAÇÃO)

VERIFICAÇÃO DE SEGURANÇA ELU						
DADOS DA SECÇÃO TRANSVERSAL DO ELEMENTO						
Propriedades da secção transversal				Propriedades do material		
Secção de Classe 1	h	1,080 m	ly	0,35 m	fy	355000 kPa
	b	0,600 m	Av,z	0,07669 m2	YM0	1,00
	tw	0,040 m	Av,y	0,02394 m2	YM1	1,00
	tf	0,020 m	Iz	0,00725 m4	ΨM2	1,25
	hw	1,080 m	Wpl,z	0,02690 m3	G	81000000 kPa
	A	0,10720 m2	iz	0,26 m	E	210000000 kPa
	Iy	0,01339 m4	It	0,01187 m4	Esforços	
	Wpl,y	0,03352 m3	Iw	5,03E-18 m6	Ned	7606,64kN
Momentos fletores seguem uma distribuição linear ao longo do elemento					VEd,z	119,15kN
					VEd,y	36,90kN
					MEd,y	746,51kN.m
					MEd,z	130,59kN.m

### VERIFICAÇÃO À COMPRESSÃO - Secções de Classe 1,2 ou 3

#### EC3 6.2.4

$$N_{c,Rd} = N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad N_{Ed} \quad 7606,64 \text{ kN} \quad \leq \quad N_{c,Rd} \quad 38056,00 \text{ kN}$$

Ok, Verifica

### VERIFICAÇÃO À FLEXÃO SIMPLES (momento flector EM Y) - Secções de Classe 1 ou 2

#### EC3 6.2.5

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad M_{Ed,y} \quad 746,51 \text{ kN.m} \quad \leq \quad M_{c,y,Rd} \quad 11899,60 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Ok, Verifica

**VERIFICAÇÃO À FLEXÃO SIMPLES (momento flector EM Z) - Secções de Classe 1 ou 2**

**EC3 6.2.5**

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$M_{Ed,z} \quad 130,59 \text{ kN.m} \quad \leq$$

$$M_{c,z,Rd} \quad 9548,06 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,Rd} = M_{Pl,Rd} = \frac{W_{Pl} f_y}{\gamma_{M0}}$$

Ok, Verifica

**VERIFICAÇÃO AO ESFORÇO TRANSVERSO EM Y e Z (caso não ocorra torção)**

**EC3 6.2.6**

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0$$

$$V_{Ed,z} \quad 119,15 \text{ kN} \quad \leq$$

$$V_{c,z,Rd} \quad 15717,92 \text{ kN}$$

OK, Verifica

$$V_{Pl,Rd} = \frac{A_v (f_y / \sqrt{3})}{\gamma_{M0}}$$

$$V_{Ed,y} \quad 36,90 \text{ kN} \quad \leq$$

$$V_{c,y,Rd} \quad 4905,70 \text{ kN}$$

OK, Verifica

**VERIFICAÇÃO À FLEXÃO DESVIADA**

Neste caso,  $M_{pl,z,Rd} = M_{N,z,Rd}$ , como se verificará adiante.

**EC3 6.2.9.1 (5)**

$$\left[ \frac{M_{yEd}}{M_{pl,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[ \frac{M_{zEd}}{M_{pl,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1$$

Considerando, conservativamente,  $\alpha$  e  $\beta = 1$

$$0,076$$

$$\leq$$

$$1$$

OK, Verifica

**VERIFICAÇÃO DA ENCURVADURA DA ALMA POR ESFORÇO TRANSVERSO  
(para vigas c/almas não reforçadas)**

**EC3 6.2.6 (6)**

$$\varepsilon \quad 0,81$$

Considerando, conservativamente,  $\eta = 1$

Para  $V_{Ed,z}$ :  $h_w = 1,08 \text{ m}$  e  $t_w = 0,04 \text{ m}$

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta}$$

$$h_w/t_w \quad 27,00 \quad \leq$$

$$(72 \cdot \varepsilon) / \eta \quad 58,58$$

Para  $V_{Ed,y}$ :  $h_w = 0,52 \text{ m}$  e  $t_w = 0,02 \text{ m}$

$$h_w/t_w \quad 26,00 \quad \leq$$

$$58,58$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$$

Verifica, dispensa a verificação da encurvadura da alma por esforço transversal

**INTERACÇÃO ESFORÇO TRANSVERSO EM Z + FLEXÃO COMPOSTA EM Y**

**EC3 6.2.8**

$$V_{Ed} \leq \frac{1}{2} V_{Pl,Rd}$$

$$V_{Ed,z} \quad 119,15 \text{ kN} \quad \leq 0,5 \times V_{Pl,z,Rd}$$

$$7858,96 \text{ kN}$$

Verifica, o esforço transversal em Z não influencia a resistência da secção à flexão

**INTERACÇÃO ESFORÇO TRANSVERSO EM Y + FLEXÃO COMPOSTA EM Z**

**EC3 6.2.8**

$$V_{Ed} \leq \frac{1}{2} V_{Pl,rd}$$

$$V_{Ed,y} \leq 0,5 V_{Pl,y,rd}$$

Verifica, o esforço transversal em Y não influencia a resistência da secção à flexão

**INTERACÇÃO ESFORÇO AXIAL + MOMENTO FLECTOR EM Y**

**EC3 6.2.9.1 (4)**

**Momento em torno do eixo yy**

A verificação pode ser dispensada para secções duplamente simétricas, se:

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{Pl,Rd}$$

$$N_{Ed} \leq 0,25 N_{Pl,rd}$$

e

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Ed} \leq \frac{0,5 (h_w t_w)^2 f_y}{\gamma_{M0}}$$

Neste caso, por existirem duas almas, o produto  $h_w t_w$  vem multiplicado por 2

Verifica, está dispensado o cálculo da interacção N+My

**INTERACÇÃO ESFORÇO AXIAL + MOMENTO FLECTOR EM Z**

**EC3 6.2.9.1 (4)**

**Momento em torno do eixo zz**

A verificação pode ser dispensada para secções duplamente simétricas, se:

$$N_{Ed} \leq \frac{h_w t_w f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N_{Ed} \leq h_w t_w^2 f_y / \gamma_{M0}$$

Neste caso, por existirem duas almas, o produto  $h_w t_w$  vem multiplicado por 2

Verifica, está dispensada o cálculo da interacção N+Mz

VERIFICAÇÃO À ENCURVADURA POR FLEXÃO

EC3 6.3.1.3

Para secções classe 1, 2 ou 3:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0$$

Curva de Encurvadura (Quadro 6.2 EC3)  
 $b/t_f = 0,6/0,02 = 30$   
 $h/t_w = 1,08/0,04 = 27 < 30$   
 Soldaduras espessas  $\Rightarrow$  Curva c (para yy e zz)  $\Rightarrow$  Quadro 6.1 EC3  $\Rightarrow \alpha=0,49$

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}, \chi \leq 1,0$$

Considerando, conservativamente,  $L_{e,y}=L_{e,z} = 0,7 l_e = 0,7l$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \quad \lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93,9\varepsilon \quad \bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

DIRECÇÃO YY

EC3 6.3.1.3 (1)	$\lambda_1$	76,40
	$L_{cr, y}$	3,79 m
EC3 6.3.1.3 (1)	$\bar{\lambda}_y$	0,140
QUADRO 6.1	$\alpha$	0,49
EC3 6.3.1.2 (1)	$\Phi_y$	0,50
EC3 6.3.1.2 (1)	$\chi_y$	1,00

$$N_{b,Rd,y} = 38056,00 \text{ kN}$$

$$\geq N_{Ed} = 7606,64 \text{ kN}$$

OK. Verifica a encurvadura por flexão em torno de yy

DIRECÇÃO ZZ

$\lambda_1$	76,40
$L_{cr, z}$	3,79 m
$\bar{\lambda}_z$	0,191
$\alpha$	0,49
$\Phi_z$	0,52
$\chi_z$	1,00

$$N_{b,Rd,z} = 38056,00 \text{ kN}$$

$$\geq N_{Ed} = 7606,64 \text{ kN}$$

OK. Verifica a encurvadura por flexão em torno de zz

## VERIFICAÇÃO À ENCURVADURA LATERAL

## EC3 6.3.2.1

Para secções classe 1, 2 ou 3:

$$\lambda_{1,LT} = \frac{76,40}{1501891,12} \quad EC3 6.3.1.3 (1) \quad M_{cr} = C_1 \times \frac{\pi^2 EI_z}{(kL)^2} \left\{ \left( \frac{k}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(kL)^2 GI_z}{\pi^2 EI_z} + [C_2 Z_{ef} - C_3 Z_j]^2 \right\}^{0,5} - [C_2 Z_{ef} - C_3 Z_j]$$

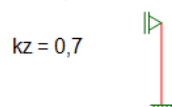
Curva de encurvadura d

$\lambda_{LT}$	0,09	EC3 6.3.2.2 (1)
$\alpha_{LT}$	0,76	QUADRO 6.3
$\Phi_{LT}$	0,4618	EC3 6.3.2.2 (1)
$\chi_{LT}$	1,00	EC3 6.3.2.2 (1)

E	210000000kPa	Iw	5,03E-18	Mcr
G	81000000kPa	Iz	7,25E-03	1501891,12 kN.m
L	5,41m	It	1,19E-02	

zg	0,00m	C1	1,496
zj	0,00m	C2	0,000
k( ou kz)	0,700	C3	0,000
kw	1,000		

Carga aplicada no C. G. da peça »  $z_g = 0$   
 secção duplamente simétrica »  $z_j = 0$   
 $k_w = 1$  (conservativamente)

 $k_z = 0,7$ 


C1	1,496
Mesq	746,51 kN.m
Mdir	189,55 kN.m
$\psi_y$	0,254

 $M_{b,Rd} = 11899,60 \text{ kN.m}$ 
 $\geq$ 
 $M_{Ed} = 746,51 \text{ kN.m}$ 

OK, Verifica a encurvadura lateral

Carregamento e condições de apoio	Diagrama de momentos	$k_z$	$C_1$	$C_3$	
				$\psi_f \leq 0$	$\psi_f > 0$
$\psi = +1$		1,0	1,00	1,000	
$\psi = +3/4$		0,5	1,05	1,019	
$\psi = +1/2$		1,0	1,14	1,000	
$\psi = +1/4$		0,5	1,19	1,017	
$\psi = 0$		1,0	1,31	1,000	
$\psi = -1/4$		0,5	1,37	1,000	
$\psi = -1/2$		1,0	1,52	1,000	
$\psi = -3/4$		0,5	1,60	1,000	
$\psi = -1$		1,0	1,77	1,000	
$\psi = -3/4$		0,5	1,86	1,000	
$\psi = -1/2$		1,0	2,06	1,000	0,850
$\psi = -1/4$		0,5	2,15	1,000	0,850
$\psi = 0$		1,0	2,35	1,000	$1,3 - 1,2 \psi_f$
$\psi = +1/4$		0,5	2,42	0,950	$0,77 - \psi_f$
$\psi = +1/2$		1,0	2,60	1,000	$0,55 - \psi_f$
$\psi = +3/4$		0,5	2,45	0,850	$0,35 - \psi_f$
$\psi = +1$		1,0	2,60	$-\psi_f$	$-\psi_f$
		0,5	2,45	$-0,125 - 0,7 \psi_f$	$-0,125 - 0,7 \psi_f$

## VERIFICAÇÃO DE ESTABILIDADE

## EC3 - 6.3.3(4)

N <sub>Ed</sub>	7606,64 kN
N <sub>Rk</sub>	38056,00 kN
M <sub>y,Ed</sub>	746,51 kN.m
ΔM <sub>y,Ed</sub>	0,00 kN.m
M <sub>y,Rk</sub>	11899,60 kN.m
M <sub>z,Ed</sub>	130,59 kN.m
ΔM <sub>z,Ed</sub>	0,00 kN.m
M <sub>z,Rk</sub>	9548 kN.m
χ <sub>y</sub>	1,00
χ <sub>z</sub>	1,00
χ <sub>LT</sub>	1,00

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

**Cálculo dos Coeficientes de Interação Kij - Anexo B - Método 2 - EC3 - Parte 1-1 (SECÇÕES CLASSE 1 OU 2)**

**Elemento Susceptível de Torção ( $I_y > I_t$ )**

**kyy**

**EC 3 ANEXO B Quadro B3**

$$k_{yy} = C_{my} \left( 1 + (\bar{\lambda}_y - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{my} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

Cmy	$\bar{\lambda}_y$	NEd	$\chi_y$	NRk	$\gamma_{M1}$
0,70	0,14	7606,64kN	1,00	38056,00kN	1,00

kyy	Verificação
0,69	OK, 1ª parcela é igual ou inferior à 2ª parcela

**kzz**

**EC 3 ANEXO B Quadros B2 e B3**  
(Secções Tubulares Retangulares)

$$k_{zz} = C_{mz} \left( 1 + (\bar{\lambda}_z - 0,2) \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right) \leq C_{mz} \left( 1 + 0,8 \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}} \right)$$

Cmz	$\bar{\lambda}_z$	NEd	$\chi_z$	NRk	$\gamma_{M1}$
0,40	0,19	7606,64kN	1,00	38056,00kN	1,00

M,z,esq	130,59 kN.m
M,z,dir	-68,94 kN.m
$\psi_z$	-0,528

kzz	Verificação
0,40	OK, 1ª parcela é igual ou inferior à 2ª parcela

**kzy**

**EC 3 ANEXO B Quadros B2**

$$k_{yz} = 0,6k_{zz}$$

kzy	0,24
-----	------

kzy
-----

**EC 3 ANEXO B Quadros B2 e B3**

$$\bar{\lambda}_z < 0,4 \quad k_{zy} = 0,6 + \bar{\lambda}_z \leq 1 - \frac{0,1 \bar{\lambda}_z}{(C_{mLT} - 0,25)} \frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}}$$

$\bar{\lambda}_z < 0,4$	<b>CmLT</b>	$\bar{\lambda}_z$	<b>NEd</b>	$\chi_z$	<b>NRk</b>	<b>γM1</b>
	0,70	0,19	7606,64kN	1,00	38056,00kN	1,00
	<b>kzy</b>	<b>Verificação</b>				
	0,79	OK, 1ª parcela é igual ou inferior à 2ª parcela				

**VERIFICAÇÃO FINAL DE ESTABILIDADE**

<b>kyy</b>	0,69	<b>kzy</b>	0,79
<b>kzz</b>	0,40	<b>kyz</b>	0,24

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad \boxed{0,247} \leq 1,0 \quad \text{OK, VERIFICA}$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\gamma_{M1} \frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1,0 \quad \boxed{0,255} \leq 1,0 \quad \text{OK, VERIFICA}$$







